
Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero

versión en español

Basado en la publicación “Specification for Structural Steel Buildings”
(estándar nacional estadounidense ANSI/AISC 360-10)
editado por la American Institute of Steel Construction (AISC)



ASOCIACIÓN
LATINOAMERICANA
DEL ACERO

Benjamín 2944, 5° Piso
Las Condes
Santiago de Chile

La información presentada en esta publicación ha sido preparada de acuerdo con principios de ingeniería reconocidos y es solamente para información general. Mientras que se considera exacta, esta información no debe ser usada o tenida en cuenta para un uso determinado sin el examen profesional competente y verificación de su exactitud, adecuación y aplicabilidad por parte de un profesional ingeniero, diseñador o arquitecto debidamente certificado.

El material que contiene esta publicación no otorga representación o garantía por parte del American Institute of Steel Construction (AISC) y la Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero) o cualquier otra persona mencionada, respecto a que esta información es adecuada para cualquier uso general o particular o que da libertad para la infracción de patentes. Cualquier persona utilizando esta información asumirá toda la responsabilidad derivada de su uso.

Se debe tener cuidado cuando se mencionan otras especificaciones y códigos desarrollados por otras entidades que han sido incorporados como referencia en este documento, debido a que tales materiales puedan ser modificados o enmendados incluso en más de una vez en forma posterior a la impresión de esta edición. Las instituciones mencionadas no tienen responsabilidad por ese material más que su referencia y su incorporación en ese carácter al momento inicial de la versión original

Proyecto Editorial

Asociación Latinoamericana del Acero

Autor y traductor

Ing. Carlos Aguirre Ahumada

Revisión

Ing. Arnaldo Gutiérrez

Diagramación

versión | Santiago de Chile

Derechos Reservados por:

Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero)

Email: alacero@alacero.org

Web: www.alacero.org

ISBN N°: 978-956-8181-12-3

Queda rigurosamente prohibida, sin la autorización escrita de la Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero), bajo las sanciones establecidas por las leyes, la reproducción total o parcial de esta obra, por cualquier medio o procedimiento incluidos la reprografía y el tratamiento informático, así como la distribución de ejemplares de la misma mediante alquiler o préstamos públicos.

AISC © 2010

By American Institute of Steel Construction

All rights reserved. This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission of the publisher.

PREFACIO

La Especificación está basada en el uso pasado exitoso, avances en el estado del conocimiento y cambios en la práctica de diseño, La “Specification for Structural Steel Buildings” del American Institute of Steel Construction (AISC) provee un tratamiento integrado de los métodos de Diseño por Tensiones Admisibles y del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD) y reemplaza anteriores especificaciones. Como se indica en el capítulo B de la Especificación, los diseños pueden hacerse con las provisiones de cualquiera de esos 2 métodos de diseño.

La especificación ha sido desarrollada como un documento de consenso para proveer una práctica uniforme en el diseño de edificios de acero estructural y otras estructuras. El propósito es proveer criterios de diseño para el uso en casos de rutina y no provee criterios específicos para problemas encontrados en forma infrecuente, los cuales aparecen teniendo en cuenta el rango amplio del diseño estructural.

La Especificación es el resultado de las deliberaciones de consenso de un comité de ingenieros estructurales con una amplia experiencia y alto nivel profesional, representando una amplia distribución geográfica a lo largo de los Estados Unidos de América. El comité incluye aproximadamente una cantidad igual de ingenieros en la práctica privada y en organismos regulatorios, ingenieros dedicados a la investigación y la enseñanza e ingenieros empleados por las compañías productoras de acero y fabricantes de estructuras. La contribución y asistencia de más de 50 voluntarios adicionales en más de 10 comités de tareas debe ser reconocido. Ver detalle en: <http://www.aisc.org/WorkArea/showcontent.aspx?id=26516>

Los Símbolos, Glosario y Apéndices de la Especificación son una parte integral de la especificación. Un Comentario no obligatorio ha sido preparado para proveer de base de referencia para las provisiones de la Especificación, siendo el usuario alentado a su uso. Adicionalmente Notas para el Usuario no obligatorias se incluyen en determinadas secciones de las Especificaciones para proveer una guía práctica y concisa al uso de las provisiones.

El lector es alertado que el juicio profesional debe ser ejercido cuando los datos y recomendaciones de esta especificación son usados (Ver nota de advertencia al principio de esta edición).

TABLA DE CONTENIDOS

SIMBOLOGÍA	28
GLOSARIO	45
ESPECIFICACIÓN	
CAPÍTULO A. DISPOSICIONES GENERALES	64
A1. Alcance	64
1. Aplicaciones Sismorresistentes	65
2. Aplicaciones Nucleares.....	65
A2. Referencias: especificaciones, códigos y estándares de diseño	65
A3. Material	69
1. Materiales para Acero Estructural	69
1a. Designaciones ASTM.....	69
1b. Acero No Identificado	71
1c. Perfiles Laminados Pesados	71
1d. Perfiles Fabricados Pesados	71
2. Aceros Fundidos y Forjados	72
3. Pernos, golillas y tuercas	72
4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo	73
5. Insumos para Soldaduras	73
6. Conectores de Corte Embebidos	74
A4. Planos de diseño y especificaciones para estructuras.....	74
CAPÍTULO B. REQUISITOS DE DISEÑO	75
B1. Disposiciones generales	75
B2. Cargas y combinaciones de cargas	75
B3. Base de diseño.....	75
1. Resistencia Requerida	76
2. Estados Límites	76
3. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	76
4. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD).....	77
5. Diseño por Estabilidad	77
6. Diseño de Conexiones.....	77

6a. Conexiones Simples.....	77
6b. Conexiones de Momento.....	77
7. Redistribución de momento en vigas.....	78
8. Diafragmas y colectores.....	78
9. Diseño para Condiciones de Servicio.....	78
10. Diseño para prevenir la Acumulación de Agua	79
11. Diseño a Fatiga	79
12. Diseño para Condiciones de Incendio	79
13. Diseño para Efectos de la Corrosión.....	79
14. Anclaje al hormigón.....	79
B4. Propiedades de los miembros.....	80
1. Clasificación de las secciones según pandeo local.....	80
1a. Elementos No Atiesados	80
1b. Elementos Atiesados.....	80
2. Espesor de Diseño para Secciones HSS.....	81
3. Determinación del Área bruta y Área Neta	81
3a. Área Bruta.....	81
3b. Área Neta.....	81
B5. Fabricación y montaje	84
B6. Control de calidad y aseguramiento de calidad.....	84
B7. Evaluación de estructuras existentes	84
CAPÍTULO C. DISEÑO PARA ESTABILIDAD	85
C1. Requisitos generales para estabilidad.....	85
1. Método de diseño de análisis directo	85
2. Métodos de diseño alternativos	86
C2. Determinación de las resistencias requeridas.....	86
1. Requisitos Generales de Análisis	86
2. Consideración de las imperfecciones iniciales	87
2a. Modelado directo de las imperfecciones.....	87
2b. Uso de cargas ficticias para representar las imperfecciones	88
3. Ajustes en la rigidez	89
C3. Determinación de las resistencias disponibles.....	90
CAPÍTULO D. DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN.....	91
D1. Límites de Esbeltez.....	91
D2. Resistencia en Tracción.....	91
D3. Área Neta Efectiva	92

D4	Miembros Armados.....	92
D5.	Miembros conectados por pasadores.....	94
1.	Resistencia en Tracción.....	94
2.	Requerimientos Dimensionales.....	95
D6.	Bielas.....	95
1.	Resistencia en Tracción.....	95
2.	Requerimientos Dimensionales.....	95
CAPÍTULO E. DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN.....		96
E1.	Disposiciones Generales.....	96
E2	Longitud Efectiva.....	98
E3	Pandeo por Flexión de Miembros sin Elementos Esbeltos.....	98
E4	Resistencia a Compresión, Pandeo Torsional y Flexo-Torsional de Miembros sin Elementos Esbeltos.....	99
E5	Ángulo Simple en Compresión.....	101
E6.	Miembros armados.....	103
1.	Resistencia a Compresión.....	103
2.	Requerimientos dimensionales.....	104
E7.	Miembros con elementos esbeltos.....	106
1.	Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s	107
2.	Elementos Esbeltos Atiesados, Q_a	109
CAPÍTULO F. DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN.....		111
F1.	Disposiciones generales.....	113
F2.	Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectadas en torno a su eje mayor.....	114
1.	Fluencia.....	114
2.	Pandeo Lateral-Torsional.....	114
F3.	Miembros de sección H de simetría doble con almas compactas y alas no compactas o esbeltas flectados en torno a su eje mayor.....	116
1.	Pandeo Lateral Torsional.....	116
2.	Pandeo Local Ala en Compresión.....	116
F4.	Otros miembros de sección H con almas compactas o no compactas flectados en torno a su eje mayor.....	117
1.	Fluencia del Ala en Compresión.....	117
2.	Pandeo Lateral-Torsional.....	117
3.	Pandeo Local de Ala en Compresión.....	120
4.	Fluencia del Ala en Tracción.....	121
F5.	Miembros de sección H de simetría doble y simple con almas esbeltas flectados en torno a su eje mayor.....	122

1.	Fluencia del Ala en Compresión	122
2.	Pandeo Lateral-Torsional.....	122
3.	Pandeo Local de Ala en Compresión.....	123
4.	Fluencia del Ala en Tracción.....	123
F6.	Miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor.....	123
1.	Fluencia	123
2.	Pandeo Local de Ala	124
F7.	Perfiles tubulares cuadrados y rectangulares	124
1.	Fluencia	125
2.	Pandeo Local de Ala	125
3.	Pandeo Local de Alma.....	125
F8.	Perfiles tubulares circulares.....	125
1.	Fluencia	126
2.	Pandeo Local	126
F9.	Secciones T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.....	126
1.	Fluencia	126
2.	Pandeo Lateral-Torsional.....	127
3.	Pandeo Local de Alas de Sección T.....	127
4.	Pandeo Local del Alma de Sección T en Compresión por Flexión.....	128
F10.	Ángulos.....	128
1.	Fluencia	129
2.	Pandeo Lateral-Torsional.....	129
3.	Pandeo Local de Ala	131
F11.	Barras rectangulares y circulares.....	131
1.	Fluencia	132
2.	Pandeo Lateral Torsional.....	132
F12.	Secciones asimétricas	132
1.	Fluencia	133
2.	Pandeo Lateral-Torsional.....	133
3.	Pandeo Local	133
F13.	Proporciones de vigas	133
1.	Reducciones en la Resistencia de Miembros con Perforaciones en las alas traccionadas.....	133
2.	Valores límites de las dimensiones de Miembros con Sección H	134
3.	Planchas de Cubierta	134
4.	Vigas Armadas.....	135
5.	Longitud no arriostrada para Redistribución de Momentos	135

CAPÍTULO G. DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE	137
G1. Disposiciones generales	137
G2. Miembros con almas no atiesadas o atiesadas	137
1. Resistencia de Corte	137
2. Atiesadores Transversales.....	139
G3. Campo de tracciones	140
1. Límites en el uso del campo de tracciones.....	140
2. Resistencia de corte considerando el campo de tracciones.....	140
3. Atiesadores Transversales.....	141
G4. Ángulos simples	142
G5. Tubos de sección rectangular y cajón.....	142
G6. Tubos redondos.....	142
G7. Corte respecto del eje débil en perfiles con simetría simple y doble	143
G8. Vigas con aberturas en el alma.....	143
CAPÍTULO H. DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSION	144
H1. Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial.....	144
1. Miembros con Simetría Doble y Simple solicitados a Flexión y Compresión	144
2. Miembros con Simetría Doble y Simple solicitados a Flexión y Tracción.....	146
3. Miembros Laminados Compactos con Simetría Doble solicitados a Flexión Simple y Compresión.....	147
H2. Miembros asimétricos y otros solicitados a flexión y carga axial.....	147
H3. Miembros solicitados por torsión y combinación de torsión, flexión, corte, y/o carga axial.....	149
1. Resistencia Torsional de Secciones Tubulares Redondas y Rectangulares	149
2. Secciones Tubulares solicitadas a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial	150
3. Miembros No Tubulares bajo Torsión y Tensiones Combinadas	151
H4. Ruptura de alas perforadas sujetas a tracción	152
CAPÍTULO I. DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA.....	154
I1. Disposiciones generales	154
1. Concreto y Acero de Refuerzo.....	154
2. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas	155
2a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas.....	155
2b. Método de Compatibilidad de las Deformaciones	155

3.	Limitaciones del Material.....	156
4.	Clasificación de Secciones Compuestas Rellenas para Pandeo Local	156
I2.	Fuerza axial	157
1.	Miembros Compuestos Embebidos.....	157
1a.	Limitaciones.....	157
1b.	Resistencia a Compresión	158
1c.	Resistencia a Tracción.....	159
1d.	Transferencia de Carga	160
1e.	Requisitos de Detallamiento	160
2.	Columnas Compuestas Rellenas.....	160
2a.	Límites.....	160
2b.	Resistencia de Compresión	160
2c.	Resistencia a Tracción.....	161
2d.	Transferencia de Carga	162
I3.	Flexión	162
1.	General.....	162
1a.	Ancho Efectivo	162
1b.	Resistencia Durante la Construcción	162
2.	Vigas Compuestas con Conectores de Corte.....	162
2a.	Resistencia para Flexión Positiva.....	162
2b.	Resistencia para Flexión Negativa.....	163
2c.	Resistencia de Vigas Compuestas con Planchas colaborantes de Acero	163
2d.	Transferencia de Carga entre la Viga de Acero y la Losa de Concreto	164
3.	Miembros Compuestos Embebidos.....	165
4.	Miembros Compuestos Rellenos	166
4a.	Limitantes	166
4b.	Resistencia a flexión.....	166
I4.	Corte	167
1.	Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos	167
2.	Vigas Compuestas con Plancha Colaborante de Acero.....	167
I5.	Combinación de carga axial y flexión.....	167
I6.	Transferencia de carga.....	168
1.	Requisitos Generales	168
2.	Ubicación de las Fuerzas	168
2a.	Fuerzas Externas Aplicadas a la Sección de Acero.....	168
2b.	Fuerzas Externas Aplicadas al Concreto.....	168
2c.	Fuerzas Externas Aplicadas Conjuntamente al Acero y al Concreto.....	169
3.	Mecanismo de Transferencia de Fuerzas	169

3a.	Aplastamiento Directo.....	169
3b.	Conectores de Corte	169
3c.	Interacción de Adherencia Directa	170
4.	Requisitos de Detallamiento	170
4a.	Miembros Compuestos Embebidos.....	170
4b.	Miembros Compuestos Rellenos	170
I7.	Diagramas compuestos y vigas colectoras	171
I8.	Anclajes de acero.....	171
1.	General.....	171
2.	Anclajes de Acero en Vigas Compuestas.....	171
2a.	Resistencia de Pernos Conectores de Corte	171
2b.	Resistencia de Conectores de Corte tipo Canal	173
2c.	Número Requerido de Conectores de Corte.....	174
2d.	Requisitos de Detallamiento	174
3.	Anclajes de Acero es Componentes Compuestos	174
3a.	Resistencia al Corte de Pernos de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos.....	175
3b.	Resistencia a Tracción de Pernos de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos.....	176
3c.	Resistencia de Pernos de Anclaje de Acero para Interacción de Corte y Tracción en Componentes Compuestos	177
3d.	Resistencia al Corte de Canales de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos.....	179
3e.	Requisitos de Detallamiento en Componentes Compuestos.....	179
I9.	Casos especiales.....	179
CAPÍTULO J. DISEÑO DE CONEXIONES		180
J1.	Disposiciones generales	180
1.	Bases de Diseño.....	180
2.	Conexiones Simples.....	180
3.	Conexiones de Momento.....	181
4.	Miembros en Compresión y Juntas de Aplastamiento	181
5.	Empalmes en Secciones Pesadas	181
6.	Perforaciones de Acceso a la Soldadura	182
7.	Ubicación de Soldaduras y Pernos.....	182
8.	Pernos en Combinación con Soldaduras.....	183
9.	Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches	183
10.	Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas	183
J2.	Soldaduras	183

1.	Soldaduras de Tope	184
1a.	Área Efectiva	184
1b.	Limitaciones.....	185
2.	Soldaduras de Filete.....	186
2a.	Área Efectiva	186
2b.	Limitaciones.....	186
3.	Soldaduras de Tapón y de Ranura	188
3a.	Área Efectiva	188
3b.	Limitaciones.....	188
4.	Resistencia	189
5.	Combinación de Soldaduras.....	193
6.	Requisitos del Metal de Aporte	193
7.	Metal de Soldadura Mezclado	194
J3.	Pernos y partes roscadas	194
1.	Pernos de Alta Resistencia	194
2.	Tamaño y Uso de las perforaciones	197
3.	Espaciamiento Mínimo.....	199
4.	Distancia Mínima al Borde.....	199
5.	Distancias a los Bordes y Espaciamiento Máximo	201
6.	Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Enroscadas	201
7.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones Tipo Aplastamiento.....	202
8.	Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico	203
9.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico	204
10.	Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos.....	204
11.	Conectores Especiales	205
12.	Conectores de Tracción.....	205
J4.	Elementos involucrados de miembros y elementos conectados.....	206
1.	Resistencia de Elementos en Tracción	206
2.	Resistencia de Elementos en Corte	206
3.	Resistencia de Bloque de Corte	206
4.	Resistencia de Elementos en Compresión.....	207
5.	Resistencia de Elementos en Flexión	207
J5.	Planchas de relleno.....	207
1.	Planchas de Relleno en Conexiones Soldadas.....	208
1a.	Planchas de Relleno Delgadas	208
1b.	Planchas de Relleno Gruesas	208

2.	Planchas de Relleno en Conexiones Aternadas	208
J6.	Empalmes	209
J7.	Resistencia de aplastamiento	209
J8.	Bases de columnas y aplastamiento del concreto	210
J9.	Barras de anclaje e insertos	210
J10.	Alas y almas con cargas concentradas	211
1.	Flexión Local del Ala	211
2.	Fluencia Local del Alma.....	211
3.	Aplastamiento del Alma.....	212
4.	Pandeo Lateral del Alma.....	213
5.	Pandeo del Alma Comprimida	214
6.	Corte en la Zona Panel del Alma	214
7.	Extremos de Vigas no Restringidos.....	216
8.	Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas	216
9.	Requisitos Adicionales para las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas.....	217
CAPITULO K. DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES		218
K1.	Cargas concentradas en secciones tubulares.....	218
1.	Definición de Parámetros	218
2.	Secciones Tubulares Circulares.....	219
3.	Secciones Tubulares Rectangulares	219
K2.	Conexiones de tubos en enrejados	223
1.	Definición de Parámetros	224
2.	Secciones Tubulares Circulares.....	225
3.	Secciones Tubulares Rectangulares	227
K3.	Conexiones de momento tubo-tubo.....	231
1.	Definición de Parámetros	231
2.	Secciones Tubulares Circulares.....	232
3.	Secciones Tubulares Rectangulares	234
K4.	Conexiones de planchas y ramas para tubos rectangulares.....	237
CAPÍTULO L. DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.....		241
L1.	Disposiciones Generales.....	241
L2.	Contraflecha.....	241
L3.	Deformaciones.....	242
L4.	Desplazamientos Laterales Relativos.....	242
L5.	Vibración	242

L6. Movimiento Inducido por Viento	242
L7. Expansión y Contracción	242
L8. Deslizamiento de Conexiones	242
CAPÍTULO M: FABRICACIÓN Y MONTAJE	243
M1. Planos de taller y de montaje.....	243
M2. Fabricación	243
1. Contraflecha, Curvado y Enderezado	243
2. Corte térmico.....	243
3. Cepillado de los Bordes	244
4. Construcción Soldada	244
5. Construcción Apernada.....	244
6. Uniones de Compresión	245
7. Tolerancias Dimensionales	245
8. Terminación de las Bases de Columna	245
9. Agujeros para Barras de Anclaje	246
10. Agujeros de Drenaje	246
11. Requisitos para Miembros Galvanizados.....	246
M3. Pintura de taller	246
1. Requisitos Generales	246
2. Superficies Inaccesibles.....	246
3. Superficies de Contacto	246
4. Superficies Terminadas	247
5. Superficies Adyacentes a Soldaduras en Terreno.....	247
M4. Montaje.....	247
1. Alineación de las Bases de Columna.....	247
2. Estabilidad y Conexiones.....	247
3. Alineación	247
4. Ajuste de las Uniones de Compresión y Planchas de Base	247
5. Soldadura en Terreno.....	247
6. Pintura de Terreno.....	248
CAPÍTULO N: CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO	
DE LA CALIDAD	249
N1. Alcance	249
N2. Programa de control de calidad del fabricante y del instalador.....	250
N3. Documentos del fabricante y del instalador.....	251
1. Requerimientos para Construcción en Acero	251
2. Documentos Disponibles para la Construcción en Acero.....	251

N4. Personal de inspección y ensayos no destructivos	252
1. Calificación del Inspector de Control de Calidad	252
2. Calificación del Inspector de Aseguramiento de Calidad	252
3. Calificación del Personal NDT.....	252
N5. Requisitos mínimos para la inspección en edificios de acero estructural.....	253
1. Control de Calidad.....	253
2. Aseguramiento de la Calidad.....	253
3. Inspecciones Coordinadas.....	254
4. Inspección de Soldaduras	254
5. Ensayos No-destructivos de Juntas Soldadas	256
5a. Procedimientos	256
5b. NDT para Soldaduras de Ranura CJP	256
5c. NDT en Perforaciones de Acceso.....	256
5d. Juntas Soldadas Sujetas a Fatiga.....	256
5e. Reducción en la Tasa de Ensayos Ultrasónicos.....	256
5f. Aumento en la Tasa de Ensayos Ultrasónicos	257
5g. Documentación	257
6. Inspección de Pernos de Alta Resistencia.....	257
7. Otras Tareas de Inspección.....	259
N6. Requisitos mínimos para la inspección en construcciones compuestas	259
N7. Fabricantes e instaladores aprobados	260
N8. Materiales y trabajos no conformes.....	260
ANEXO 1: DISEÑO POR ANÁLISIS INELÁSTICO.....	262
1.1. Requerimientos generales	262
1.2. Requerimientos de ductilidad	263
1. Material.....	263
2. Sección Transversal	263
3. Longitud No Arriostrada.....	264
4. Fuerza Axial	265
1.3. Requerimientos de análisis.....	266
1. Propiedades de los Materiales y Criterio de Fluencia	266
2. Imperfecciones Geométricas.....	266
ANEXO 2. DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO	267
2.1. Diseño simplificado para empozamiento	267
2.2. Diseño mejorado para empozamiento	268

ANEXO 3. DISEÑO POR FATIGA.....	271
3.1. Disposiciones Generales.....	271
3.2. Cálculo de las Tensiones Máximas y los Rangos de Tensiones.....	272
3.3. Material Ordinario y Juntas Soldadas	272
3.4. Pernos y Partes Atornilladas.....	275
3.5. Requisitos Especiales de Fabricación y Montaje	276
ANEXO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO.....	291
4.1. Disposiciones generales	291
4.1.1. Objetivo de Desempeño.....	291
4.1.2. Diseño mediante Análisis de Ingeniería.....	291
4.1.3. Diseño por Ensayos de Calificación.....	292
4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida	292
4.2. Diseño estructural por análisis para la condición de fuego.....	292
4.2.1. Incendio de Diseño	292
4.2.1.1. Fuego Localizado	293
4.2.1.2. Incendio en Sector Post-Ignición	293
4.2.1.3. Incendios Exteriores.....	293
4.2.1.4. Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego.....	293
4.2.2. Temperaturas en Sistemas Estructurales Bajo Condiciones de Incendio	293
4.2.3. Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas	294
4.2.3.1. Elongación Térmica	294
4.2.3.2 Propiedades Mecánicas a Temperaturas Elevadas	294
4.2.4. Requisitos de Diseño Estructural	295
4.2.4.1. Integridad Estructural general	295
4.2.4.2. Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación.....	295
4.2.4.3. Métodos de Análisis	296
4.2.4.3a. Métodos Avanzados de Análisis	296
4.2.4.3b. Métodos Simples de Análisis.....	296
4.2.4.4. Resistencia de Diseño	298
4.3. Diseño por ensayos de calificación.....	298
4.3.1. Estándares de Calificación.....	298
4.3.2. Construcción Restringida	298
4.3.3. Construcción No Restringida	299
ANEXO 5. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	300
5.1. Disposiciones generales	300
5.2. Propiedades de los materiales	300

1.	Determinación de los Ensayos Requeridos	300
2.	Propiedades de Tensión	300
3.	Composición Química.....	301
4.	Tenacidad del Metal Base.....	301
5.	Metal de Soldadura	301
6.	Pernos y Remaches.....	301
5.3	Evaluación mediante análisis estructural	302
1.	Datos Geométricos.....	302
2.	Evaluación de Resistencia	302
3.	Evaluación de Servicio.....	302
5.4	Evaluación mediante ensayos de carga	302
1.	Determinación de la intensidad de las Cargas mediante Ensayos.....	302
2.	Evaluación del Estado Límite de Servicio	303
5.5	Informe de evaluación.....	303
ANEXO 6. ARRIOSTRAMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS.....		304
6.1.	Disposiciones generales	304
6.2.	Arriostramiento en columnas.....	305
1.	Arriostramiento Relativo.....	305
2.	Arriostramiento Nodal.....	305
6.3.	Arriostramiento en vigas.....	306
1.	Arriostramiento Lateral.....	306
1a.	Arriostramiento Relativo.....	306
1b.	Arriostramiento Nodal.....	307
2.	Arriostramiento Torsional	307
2a.	Arriostramiento Nodal.....	308
2b.	Arriostramiento Continuo.....	309
6.4.	Arriostramiento en viga-columnas.....	309
ANEXO 7. MÉTODOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO POR ESTABILIDAD		311
7.1.	Requisitos generales.....	311
7.2.	Método de la longitud efectiva.....	311
1.	Limitaciones.....	311
2.	Resistencias Requeridas	311
3.	Resistencias Disponibles.....	312
7.3.	Método de análisis de primer orden.....	313
1.	Limitaciones.....	313
2.	Resistencias Requeridas	313

3. Resistencias Disponibles.....	314
ANEXO 8. ANÁLISIS APROXIMADO DE SEGUNDO ORDEN	315
8.1. Limitaciones	315
8.2. Procedimiento de cálculo.....	315
1. Amplificador B1 por Efecto P- δ	316
2. Amplificador B2 por Efecto P- Δ	317
COMENTARIO	
INTRODUCCIÓN	319
SÍMBOLOS DEL COMENTARIO.....	320
GLOSARIO DEL COMENTARIO	322
CAPÍTULO A. DISPOSICIONES GENERALES	325
A1. Alcance	325
A2. Referencias: especificaciones, códigos y estándares de diseño	326
A3. Material	326
1. Materiales para Acero Estructural	326
1a. Designaciones ASTM.....	326
1c. Perfiles Laminados Pesados	329
2. Aceros Fundidos y Forjados	330
3. Pernos, golillas y tuercas	330
4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo	330
5. Metal de Aporte y Fundente	331
A4. Planos de diseño y especificaciones para estructuras.....	332
CAPÍTULO B. REQUISITOS DE DISEÑO	333
B1. Disposiciones generales	333
B2. Cargas y combinaciones de cargas	335
B3. Base de diseño.....	337
1. Resistencia Requerida	337
2. Estados Límites	337
3. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)	339
4. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD).....	341
5. Diseño por Estabilidad	342
6. Diseño de Conexiones.....	343

7.	Redistribución de momento en vigas.....	347
8.	Diafragmas y colectores.....	348
9.	Diseño para Condiciones de Servicio.....	348
10.	Diseño para prevenir la Acumulación de Agua	348
11.	Diseño a Fatiga	349
12.	Diseño para Condiciones de Incendio	349
13.	Diseño para Efectos de la Corrosión.....	349
B4.	Propiedades de los miembros.....	350
1.	Clasificación de las secciones según pandeo local.....	350
2.	Espesor de Diseño para Secciones HSS.....	352
3.	Determinación del Área bruta y Área Neta	353
3a.	Área Bruta.....	353
3b.	Área Neta.....	353
B5.	Fabricación y montaje	353
B6.	Control de calidad y aseguramiento de calidad.....	353
B7.	Evaluación de estructuras existentes	353
CAPÍTULO C. DISEÑO PARA ESTABILIDAD		354
C1.	Requisitos generales para estabilidad.....	354
C2.	Determinación de las resistencias requeridas.....	356
1	Requisitos Generales de Análisis	356
2	Consideración de las imperfecciones iniciales	361
3	Ajustes en la rigidez	362
C3.	Determinación de las resistencias disponibles.....	364
CAPÍTULO D. DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN.....		365
D1.	Límites de Esbeltez.....	365
D2	Resistencia en Tracción.....	365
D3	Área Neta Efectiva	366
D4	Miembros Armados.....	370
D5.	Miembros conectados por pasadores.....	370
1.	Resistencia en Tracción.....	371
2.	Requerimientos Dimensionales.....	371
D6.	Bielas.....	371
1.	Resistencia en Tracción.....	372
2.	Requerimientos Dimensionales	372

CAPÍTULO E. DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN	373
E1. Disposiciones Generales	373
E2 Longitud Efectiva	375
E3 Pandeo por Flexión de Miembros sin Elementos Esbeltos	375
E4 Pandeo Torsional y Flexo-Torsional para Miembros sin Elementos Esbeltos.....	377
E5 Ángulos Simples en Compresión	378
E6. Miembros armados.....	379
1. Resistencia a Compresión	380
2. Requisitos dimensionales.....	380
E7. Miembros con elementos esbeltos	380
1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s	381
2. Elementos Esbeltos Atiesados, Q_a	383
 CAPÍTULO F. DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN	 385
F1. Disposiciones generales	385
F2. Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectadas en torno a su eje mayor.....	391
F3. Miembros de sección H de simetría doble con almas compactas y alas no compactas o esbeltas flectados en torno a su eje mayor	393
F4. Otros miembros de sección H con almas compactas o no compactas flectados en torno a su eje mayor	393
F5. Miembros de sección H de simetría doble y simple con almas esbeltas flectados en torno a su eje mayor	395
F6. Miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor.....	396
F7. Perfiles tubulares cuadrados y rectangulares	396
F8. Perfiles tubulares circulares.....	397
F9. Secciones T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.....	397
F10. Ángulos.....	401
1. Fluencia	401
2. Pandeo Lateral-Torsional.....	402
3. Pandeo Local de Ala	405
F11. Barras rectangulares y circulares.....	406
F12. Secciones asimétricas	406
F13. Dimensiones de vigas	407
1. Reducciones en la Resistencia de Miembros con Perforaciones en las alas traccionadas	407
2. Valores límites de las dimensiones de Miembros con Sección H	407
3. Planchas de Cubierta	407
4. Longitud no Arriostrada en Redistribución de Momentos.....	408

CAPÍTULO G. DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE	409
G1. Disposiciones generales	409
G2. Miembros con almas no atiesadas o atiesadas	409
1. Resistencia al Corte.....	409
2. Atiesadores Transversales.....	411
G3. Campo de tracciones	411
1. Límites en el uso del campo de tracciones.....	411
2. Resistencia de corte considerando el campo de tracciones.....	412
3. Atiesadores Transversales.....	412
G4. Ángulos simples	412
G5. Tubos de sección rectangular y cajón.....	414
G6. Tubos redondos.....	414
G7. Corte respecto del eje débil en perfiles con simetría simple y doble	414
G8. Vigas con aberturas en el alma.....	414
CAPÍTULO H. DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN	416
H1. Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial.....	416
1. Miembros con Simetría Doble y Simple solicitados a Flexión y Compresión	416
2. Miembros con Simetría Doble y Simple solicitados a Flexión y Tracción	420
3. Miembros Laminados Compactos con Simetría Doble solicitados a Flexión Simple y Compresión	421
H2. Miembros asimétricos y otros solicitados a flexión y carga axial.....	423
H3. Miembros solicitados torsión y combinación de torsión, flexión, corte, y/o carga axial.	427
1. Resistencia Torsional de Secciones Tubulares Redondas y Rectangulares.....	427
2. Secciones Tubulares solicitadas a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial	428
3. Miembros No Tubulares bajo Torsión y Tensiones Combinadas	429
H4. Ruptura de alas perforadas sujetas a tracción	429
CAPÍTULO I. DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA.....	430
I1. Disposiciones generales	431
1. Concreto y Acero de Refuerzo.....	431
2. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas	432
2a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas.....	432
2b. Método de Compatibilidad de las Deformaciones	432

3.	Limitaciones del Material.....	433
4.	Clasificación de Secciones Compuestas Rellenas para Pandeo Local	434
I2.	Fuerza axial	436
1.	Miembros Compuestos Embebidos.....	436
1a.	Limitaciones.....	436
1b.	Resistencia a Compresión	437
1c.	Resistencia a Tracción.....	437
2.	Columnas Compuestas Rellenas.....	437
2a.	Límites	437
2b.	Resistencia de Compresión	438
2c.	Resistencia a Tracción.....	439
I3.	Flexión	439
1.	General.....	439
1a.	Ancho Efectivo	439
1b.	Resistencia Durante la Construcción	439
2.	Vigas Compuestas con Conectores de Corte.....	440
2a.	Resistencia para Flexión Positiva.....	444
2b.	Resistencia para Flexión Negativa.....	447
2c.	Resistencia de Vigas Compuestas con Planchas colaborantes de Acero	448
2d.	Transferencia de Carga entre la Viga de Acero y la Losa de Concreto.....	449
3.	Miembros Compuestos Embebidos.....	451
4.	Miembros Compuestos Rellenos	452
I4.	Corte	454
1.	Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos	454
2.	Vigas Compuestas con Plancha Colaborante de Acero.....	454
I5.	Combinación de carga axial y flexión.....	454
I6.	Transferencia de carga.....	459
1.	Requisitos Generales	459
2.	Ubicación de las Fuerzas	460
3.	Mecanismo de Transferencia de Fuerzas	461
3a.	Aplastamiento Directo.....	461
3b.	Conectores de Corte	462
3c.	Interacción de Adherencia Directa	462
4.	Requisitos de Detallamiento	464
I7.	Diafragmas compuestos y vigas colectoras.....	464
I8.	Anclajes de acero.....	467
1.	General.....	467

2.	Anclajes de Acero en Vigas Compuestas	468
2a.	Resistencia de Pernos Conectores de Corte	468
2b.	Resistencia de Conectores de Corte tipo Canal	470
2d.	Requisitos de Detallamiento	471
3.	Anclajes de Acero es Componentes Compuestos	471
I9.	Casos especiales	473
CAPÍTULO J. DISEÑO DE CONEXIONES		475
J1.	Disposiciones generales	475
1.	Bases de Diseño	475
2.	Conexiones Simples	475
3.	Conexiones de Momento	475
4.	Miembros en Compresión y Juntas de Aplastamiento	476
5.	Empalmes en Secciones Pesadas	476
6.	Perforaciones de Acceso a la Soldadura	478
7.	Ubicación de Soldaduras y Pernos	480
8.	Pernos en Combinación con Soldaduras	480
9.	Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches	481
10.	Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas	481
J2.	Soldaduras	481
1.	Soldaduras de Tope	481
1a.	Área Efectiva	481
1b.	Limitaciones	482
2.	Soldaduras de Filete	482
2a.	Área Efectiva	482
2b.	Limitaciones	482
3.	Soldaduras de Tapón y de Ranura	489
3a.	Área Efectiva	489
3b.	Limitaciones	490
4.	Resistencia	490
5.	Combinación de Soldaduras	494
6.	Requisitos del Metal de Aporte	495
7.	Metal de Soldadura Mezclado	495
J3.	Pernos y partes roscadas	495
1.	Pernos de Alta Resistencia	495
2.	Tamaño y Uso de las perforaciones	496
3.	Espaciamiento Mínimo	496
4.	Distancia Mínima al Borde	497

5.	Distancias a los Bordos y Espaciamiento Máximo	497
6.	Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Enroscadas	497
7.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones Tipo Aplastamiento.....	499
8.	Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico	502
9.	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico	506
10.	Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos.....	506
12.	Conectores de Tracción.....	507
J4.	Elementos involucrados de miembros y elementos conectados.....	507
1.	Resistencia de Elementos en Tracción	507
2.	Resistencia de Elementos en Corte	507
3.	Resistencia de Bloque de Corte	508
4.	Resistencia de Elementos en Compresión.....	509
J5.	Planchas de relleno.....	510
J7.	Resistencia de aplastamiento	510
J8.	Bases de columnas y aplastamiento del concreto	510
J9.	Barras de anclaje e insertos	510
J10.	Alas y almas con cargas concentradas	512
1.	Flexión Local del Ala	513
2.	Fluencia Local del Alma.....	514
3.	Aplastamiento del Alma.....	514
4.	Pandeo Lateral del Alma.....	514
5.	Pandeo del Alma Comprimida	515
6.	Corte en la Zona Panel del Alma	516
7.	Extremos de Vigas no Restringidos.....	518
8.	Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas	519
9.	Requisitos Adicionales para las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas.....	520
CAPÍTULO K. DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES		522
K1.	Cargas concentradas en secciones tubulares.....	522
1.	Definición de Parámetros	522
2.	Secciones Tubulares Circulares.....	522
3.	Secciones Tubulares Rectangulares	523
K2.	Conexiones de tubos en enrejados	525
1.	Definición de Parámetros	528
2.	Secciones Tubulares Circulares.....	528

3. Secciones Tubulares Rectangulares	530
K3. Conexiones de momento tubo-tubo.....	534
K4. Conexiones de planchas y ramas para tubos rectangulares.....	534
CAPÍTULO L. DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.....	537
L1. Disposiciones Generales.....	537
L2. Contraflecha.....	538
L3. Deformaciones.....	538
L4. Desplazamientos Laterales Relativos.....	540
L5. Vibración	541
L6. Movimiento Inducido por Viento	541
L7. Expansión y Contracción	542
L8. Deslizamiento de Conexiones	543
CAPÍTULO M: FABRICACIÓN Y MONTAJE	544
M1. Planos de taller y de montaje.....	544
M2. Fabricación	544
1. Contraflecha, Curvado y Enderezado	544
2. Corte térmico.....	545
4. Construcción Soldada	545
5. Construcción Apernada.....	545
10. Agujeros de Drenaje	546
11. Requisitos para Miembros Galvanizados.....	546
M3. Pintura de taller	547
1. Requisitos Generales	547
3. Superficies de Contacto	547
5. Superficies Adyacentes a Soldaduras en Terreno.....	547
M4. Montaje.....	548
2. Estabilidad y Conexiones.....	548
4. Ajuste de las Uniones de Compresión y Planchas de Base.....	548
M5. Soldadura en Terreno.....	548
CAPÍTULO N: CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD	549
N1. Alcance	549
N2. Programa de control de calidad del fabricante y del instalador.....	550
N3. Documentos del fabricante y del instalador.....	551
1. Requerimientos para Construcción en Acero	551
2. Documentos Disponibles para la Construcción en Acero.....	551

N4. Personal de inspección y ensayos no destructivos	552
1. Calificación del Inspector de Control de Calidad	552
2. Calificación del Inspector de Aseguramiento de Calidad	552
3. Calificación del Personal NDT.....	553
N5. Requisitos mínimos para la inspección en edificios de acero estructural.....	553
1. Control de Calidad.....	553
2. Aseguramiento de la Calidad.....	554
3. Inspecciones Coordinadas.....	555
4. Inspección de Soldaduras	555
5. Ensayos No-destructivos de Juntas Soldadas	560
5a. Procedimientos	560
5b. NDT para Soldaduras de Ranura CJP	560
5c. NDT en Perforaciones de Acceso.....	561
5d. Juntas Soldadas Sujetas a Fatiga.....	561
5e. Reducción en la Tasa de Ensayos Ultrasónicos.....	562
5f. Aumento en la Tasa de Ensayos Ultrasónicos	562
6. Inspección de Pernos de Alta Resistencia.....	562
7. Otras Tareas de Inspección.....	564
N6. Requisitos mínimos para la inspección en construcciones compuestas	565
N7. Fabricantes e instaladores aprobados.....	565
ANEXO 1: DISEÑO POR ANÁLISIS INELÁSTICO.....	567
1.1. Requerimientos generales	567
1.2. Requerimientos de ductilidad	569
1. Material.....	570
2. Sección Transversal	570
3. Fuerza Axial.....	572
1.3. Requisitos de análisis	573
1. Propiedades de los Materiales y Criterio de Fluencia	573
2. Imperfecciones Geométricas.....	574
3. Tensiones Residuales y Efectos por Fluencia Parcial.....	574
ANEXO 2. DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO	576
ANEXO 3. DISEÑO POR FATIGA.....	579
3.1. Disposiciones Generales.....	579
3.2. Cálculo de las Tensiones Máximas y los Rangos de Tensiones.....	579
3.3. Material Ordinario y Juntas Soldadas	580

3.4. Pernos y Partes con hilo	581
3.5. Requisitos Especiales de Fabricación y Montaje	582
ANEXO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO.....	584
4.1. Disposiciones generales	584
4.1.1. Objetivo de Desempeño	584
4.1.2. Diseño mediante Análisis de Ingeniería	584
4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida.....	585
4.2. Diseño estructural por análisis para la condición de fuego.....	586
4.2.1. Incendio de Diseño	586
4.2.1.1. Fuego Localizado	586
4.2.1.2. Incendio en Sector Post-Ignición	587
4.2.1.3. Incendios Exteriores.....	587
4.2.1.4. Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego.....	587
4.2.2. Temperaturas en Sistemas Estructurales Bajo Condiciones de Incendio	588
4.2.3. Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas.....	592
4.2.4. Requisitos de Diseño Estructural	592
4.2.4.1. Integridad Estructural General.....	593
4.2.4.2. Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación.....	593
4.2.4.3. Métodos de Análisis.....	593
4.2.4.3a. Métodos Avanzados de Análisis	593
4.2.4.3b. Métodos Simples de Análisis.....	593
4.2.4.4. Resistencia de Diseño	594
4.3. Diseño por ensayos de calificación.....	594
4.3.1. Estándares de Calificación.....	594
4.3.2. Construcciones Restringidas	595
4.3.3. Construcciones No Restringidas	596
ANEXO 5. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	599
5.1. Disposiciones generales	599
5.2. Propiedades de los materiales	599
1. Determinación de los Ensayos Requeridos	599
2. Propiedades de Tensión	599
4. Tenacidad del Metal Base.....	600
5. Metal de Soldadura	600
6. Pernos y Remaches.....	601
5.3. Evaluación mediante análisis estructural	601
2. Evaluación de Resistencia	601

5.4 Evaluación mediante ensayos de carga	601
1. Determinación de la intensidad de las Cargas mediante Ensayos.....	601
2. Evaluación del Estado Límite de Servicio	602
5.5 Informe de evaluación.....	602
ANEXO 6. ARRIOSTRAMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS.....	603
6.1. Disposiciones generales	603
6.2. Arriostramiento en columnas.....	607
6.3. Arriostramiento en vigas.....	608
1. Arriostramiento Lateral.....	608
2. Arriostramiento Torsional	609
6.4. Arriostramiento en viga-columnas.....	612
ANEXO 7. MÉTODOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO POR ESTABILIDAD	613
7.2. Método de la longitud efectiva.....	613
7.3. Método de análisis de primer orden.....	623
ANEXO 8. ANALISIS APROXIMADO DE SEGUNDO ORDEN	625

SIMBOLOGÍA

La sección o el número de tabla en la columna de la derecha se refiere a donde el símbolo ha sido usado primero.

Símbolo	Definición	Sección
A_{BM}	Área de la sección transversal de la base de metal, mm ²	J2.4
A_b	Área de cuerpo nominal sin hilar de un tornillo o pieza hilada, mm ²	J3.6
A_{bi}	Área de la sección transversal de la rama superpuesta, mm ²	K2.3
A_{bj}	Área de la sección transversal de la rama cubierta, mm ²	K2.3
A_c	Área de concreto, mm ²	I2.1b
A_c	Área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo, mm ²	I3.2d
A_e	Área neta efectiva, mm ²	D2
A_e	Sumatoria de las áreas efectivas de la sección transversal basada en el ancho efectivo, b_e , mm ²	E7.2
A_{fc}	Área del ala en compresión, mm ²	G3.1
A_{fg}	Área bruta del ala en tracción, mm ²	F13.1
A_{fn}	Área neta del ala en tracción, mm ²	F13.1
A_{ft}	Área del ala en tracción, mm ²	G3.1
A_g	Área total de la sección transversal del miembro, mm ²	B3.7
A_g	Área bruta del miembro compuesto, mm ²	I2.1
A_{gv}	Área bruta solicitada a corte, mm ²	J4.3
A_n	Área neta del elemento, mm ²	B4.3
A_n	Área de los elementos conectados directamente, mm ²	Tabla D3.1
A_{nt}	Área neta solicitada a tracción, mm ²	J4.3
A_{nv}	Área neta solicitada a corte, mm ²	J4.3
A_{pv}	Área proyectada de aplastamiento, mm ²	J7
A_s	Área de la sección transversal de la sección de acero, mm ²	I2.1b
A_{sa}	Área de la sección transversal del perno de anclaje de acero, mm ²	I8.2a
A_{sf}	Área de corte en la zona de falla, mm ²	D5.1
A_{sr}	Área de barras de refuerzo continuas, mm ²	I2.1
A_{sr}	Área de un adecuado desarrollo longitudinal del acero de refuerzo dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, de la sección transversal de acero, mm ²	I3.2d
A_t	Área neta en tracción, mm ²	An.3.4
A_w	Área del alma, siendo el ancho por el espesor, dt_w , mm ²	G2.1
A_{we}	Área efectiva de la soldadura, mm ²	J2.4

Símbolo	Definición	Sección
A_{wei}	Área efectiva de la garganta de la soldadura de cualquier i-esimo elemento de esta, mm ²	J2.4
A_1	Área cargada de concreto, mm ²	I6.3a
A_1	Área de acero concéntricamente cargado sobre el soporte de concreto, mm ²	J8
A_2	Máxima área de la porción de la superficie soportada que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada, mm ²	J8
B	Ancho total de una Sección HSS rectangular, medido a 90° del plano de conexión, mm ²	Tabla D3.1
B	Ancho total de la sección rectangular de acero a lo largo de la cara en que se transfieren las cargas, mm ²	I6.3c
B_b	Ancho total de una rama de una HSS rectangular, medido a 90° del plano de conexión, mm ²	K2.1
B_{bi}	Ancho total de la rama de una rama superpuesta, mm ²	K2.3
B_{bj}	Ancho total de la rama cubierta, mm ²	K2.3
B_p	Ancho de la plancha, medida 90 grados al plano de conexión, mm ²	K1.1
B_1	Multiplicador para considerar efectos P- δ	An.8.2
B_2	Multiplicador para considerar efectos P- Δ	An.8.2
C	Constante torsional de una determinada Sección HSS	H3.1
C_b	Factor de modificación del pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes	F1
C_d	Coefficiente que considera la rigidez requerida de arriostramiento aumentada en el punto de inflexión	An. 6.3.1
C_f	Constante basada en categorías de fatiga, dadas en Tabla A-3.1	An.3.3
C_m	Coefficiente que considera movimientos no uniformes	An. 8.2.1
C_p	Coefficiente de flexibilidad para un miembro primario en un techo plano debido a retención de agua por deformaciones	An.2.1
C_r	Coefficiente para pandeo lateral del alma	J10.4
C_s	Coefficiente de flexibilidad para un miembro secundario en techo plano debido a retención de agua por deformaciones	An.2.1
C_v	Coefficiente de corte del alma	G2.1
C_w	Constante de deformación, mm ⁶	E4
C_1	Coefficiente para el cálculo de rigidez efectiva del miembro compuesto de compresión embebido.....	I2.1b
C_3	Coefficiente para el cálculo de rigidez efectiva del miembro compuesto de compresión relleno	I2.2b
D	Diámetro exterior de un elemento HSS circular, mm	Tabla B4.1
D	Diámetro exterior de un elemento HSS principal, mm	K2.1
D	Carga muerta nominal, N	An. 4.1.4

Símbolo	Definición	Sección
D_b	Diámetro exterior de una rama HSS circular	K2.1
D_u	En conexiones de deslizamiento crítico, es un múltiplo que refleja la relación entre la pretensión instalada del perno y la mínima pretensión especificada para el perno	J3.8
E	Módulo de elasticidad del acero = 200000 Mpa (29000 ksi)	Tabla B4.1
E_c	Módulo de elasticidad del concreto = $0,043w_c^{1,5}\sqrt{f'_c}$, Mps ($w_c^{1,5}\sqrt{f'_c}$, ksi).....	I2.1b
E_m	Módulo de elasticidad del concreto a altas temperaturas, Mpa	An.4.2.3
E_s	Módulo de elasticidad del acero = 200.000 MPa	I2.1b
$E(T)$	Módulo de elasticidad a altas temperaturas, MPa	An. 4.2.4.3
EI_{eff}	Rigidez efectiva de la sección compuesta, $N - mm^2$	I2.1b
F_c	Tensión disponible, Mpa	K1.1
F_{ca}	Tracción axial disponible en el punto considerado, MPa.....	H2
F_{cbw}, F_{cbz}	Tracción de flexión disponible en el punto considerado, MPa	H2
F_{cr}	Tensión crítica, Mpa	E3
F_{cry}	Tensión crítica sobre el eje menor, Mpa	E4
F_{crz}	Tensión crítica debido a pandeo torsional, Mpa	E4
F_e	Tensión elástico por pandeo, Mpa	E3
$F_e(T)$	Tensión elástica crítica por pandeo con el modulo elástico a altas temperaturas, MPa	An. 4.2.4.3
F_{ex}	Tensión elástica debido a pandeo por flexión en torno al eje mayor, Mpa	E4
F_{EXX}	Resistencia de clasificación del metal de relleno, MPa	J2.4
F_{ey}	Tensión elástica debido a pandeo por flexión en torno al Eje mayor, Mpa.....	E4
F_{ez}	Tensión elástica debido a pandeo torsional, Mpa.....	E4
F_{in}	Tensión de de adherencia nominal, 0,40 MPa	J2.4
F_L	Tensión calculada según la resistencia por flexión nominal calculada, Mpa	Tabla B4.1
F_n	Resistencia nominal, MPa	H3.3
F_n	Tensión de tracción nominal F_{nt} , o tensión de corte nominal, F_{nv} , según Tabla J3.2, Mpa	J3.6
F_{nBM}	Tracción nominal del metal base, MPa	J3.6
F_{nt}	Tensión de tracción nominal desde Tabla J3.2, Mpa	J3.7
F'_{nt}	Tensión de tracción nominal modificado que incluye los efectos del tensión de corte, Mpa	J3.7
F_{nv}	Tensión de corte nominal según Tabla J3.2, Mpa	J3.7
F_{nw}	Tracción nominal del metal de soldadura, MPa.....	J2.4
F_{nw}	Tracción nominal del metal de soldado (Capítulo J) sin incremento en la resistencia debido a la direccionalidad, MPa	K.4

Símbolo	Definición	Sección
F_{nwi}	Tracción nominal en el elemento ith de soldadura, MPa	J2.4
$F_{nwi x}$	Componente x de la carga nominal de F_{nwi} , MPa	J2.4
$F_{nwi y}$	Componente y de la carga nominal de F_{nwi} , MPa	J2.4
$F_p(T)$	Límite proporcional a altas temperaturas, MPa	An. 4.2.3.2
F_{SR}	Rango de tensiones admisible, Mpa	An. 3.3
F_{TH}	Rango umbral de tensión admisible, máximo rango de tensión para vida de diseño indefinida según Tabla A-3.1, Mpa	An.3.1
F_u	Resistencia a tracción mínima especificada , Mpa	D2
$F_u(T)$	Resistencia a tracción mínima a altas temperaturas, MPa	An. 4.2.3.2
F_y	Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado, Mpa. Se usa en esta especificación “tensión de fluencia” ya sea como el punto de fluencia mínimo especificado (para aquellos aceros que tienen un punto de fluencia) o ya sea fluencia especificada (para aquellos que no tienen una fluencia especificada).....	Tabla B3.7
F_{yb}	Tensión mínima de fluencia especificado para el material de una rama de una HSS, MPa	K2.1
F_{ybi}	Tensión mínima de fluencia especificado en el material de la rama superpuesta, Mpa.....	K2.3
F_{ybj}	Tensión mínima de fluencia especificado en el material de la rama cubierta, Mpa	K2.3
F_{yf}	Tensión mínima de fluencia especificado en el ala, Mpa	J10.1
F_{yp}	Tensión mínima de fluencia especificado en plancha, Mpa.....	K1.1
F_{ysr}	Tensión mínima de fluencia especificado en las barras de refuerzo, Mpa	I2.1b
F_{yst}	Tensión mínima de fluencia especificado en el material del atiesador, Mpa	G3.3
$F_y(T)$	Fluencia a altas temperaturas, MPa	An. 4.2.4.3
F_{yw}	Tensión mínima de fluencia especificado en el material de alma, Mpa.....	G3.3
G	Módulo de corte de elasticidad del acero = 77200 Mpa	E4
$G(T)$	Módulo de corte de elasticidad del acero a altas temperaturas, MPa	An. 4.2.3.2
H	Constante por flexión	E4
H	Fuerza de corte de entepiso, en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales empleadas en el cálculo de ΔH , ton	An. 8.2.2
H	Altura total de la sección HSS rectangular, medido en el plano de conexión, <i>mm</i>	Tabla D3.1
H_b	Número de veces la altura de la rama de un elemento HSS rectangular, medido en el plano de conexión, <i>mm</i>	K2.1
H_{bi}	Número de veces la profundidad de una rama superpuesta	K2.3

Símbolo	Definición	Sección
I	Momento de inercia en el plano de flexión, mm ⁴	An. 8.2.1
I_c	Momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, mm ⁴	I2.1b
I_d	Momento de inercia de la cubierta de acero apoyada en miembros secundarios, mm ⁴	An.2.1
I_p	Momento de inercia de miembros primarios, mm ⁴	An.2.1
I_s	Momento de inercia de miembros secundarios, mm ⁴	An.2.1
I_s	Momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, mm ⁴	I2.1b
I_{sr}	Momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, mm ⁴	I2.1b
I_{st}	Momento de inercia del atiesador transversal sobre un eje en el centro del alma para un par de atiesadores, o sobre la cara en contacto del alma para un atiesador único, mm ⁴	G3.3
I_{st1}	Momento de inercia mínimo del atiesador transversal requerido para el desarrollo de la resistencia por pandeo de corte del alma en Sección G2.2, mm ⁴	G3.3
I_{st2}	Momento de inercia mínimo del atiesador transversal requerido para el desarrollo de la resistencia total por pandeo de corte del alma mas la resistencia por campo de tracciones en el alma, $Vr=V_{c2}$, mm ⁴	G3.3
I_s, I_y	Momentos de inercia respecto a los ejes principales, mm ⁴	E4
I_y	Momento de inercia fuera del plano, mm ⁴	An.6.3.2a
I_{yc}	Momento de inercia sobre el eje y referido al ala en compresión, mm ⁴	F4.2
I_z	Momento de inercia del menor eje principal, mm ⁴	F10.2
J	Constante torsional, mm ⁴	E4
K	Factor de longitud efectiva	C3, E2
K_x	Factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre eje x	E4
K_y	Factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre eje y	E4
K_z	Factor de longitud efectiva para pandeo flexo-torsional	E4
K_1	Factor de longitud efectiva en el plano de flexión, calculado según el supuesto de que sin desplazamiento lateral se iguala a 1.0, a menos que el análisis indique que un menor valor a ser usado	An. 8.2.1
L	Altura de entrepiso, mm	An. 7.3.2
L	Longitud del elemento, mm	H3.1
L	Ocupación nominal de la carga viva	An.4.1.4
L	Longitud sin arriostamiento lateral de un elemento, mm	E2
L	Longitud del vano, mm	An.6.3.2a
L	Longitud del elemento entre los puntos de trabajo de las líneas centrales de los cordones del enrejado, mm	E5

Símbolo	Definición	Sección
L_b	Longitud entre los puntos que ya estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o atiesados contra el giro de la sección transversal, mm.....	F2.2
L_b	Distancia entre arriostramientos, mm	An.6.2
L_b	Mayor distancia no arriostrada lateralmente para ambas alas en el punto de carga, mm	J10.4.
L_m	Longitud límite no arriostrada lateralmente para elegir la redistribución de momentos en vigas de acuerdo a la Sección B3.7.....	F13.5
L_p	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de fluencia, mm	F2.2
L_p	Longitud de los miembros principales, m	An. 2.1
L_{pd}	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el análisis plástico, mm	An.1.2.3
L_r	Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico, mm	F2.2
L_s	Distancia entre los miembros secundarios	An.2.1
L_v	Distancia entre el máximo corte y donde este es cero, mm.....	G6
M_A	Valor absoluto del momento ubicado en el cuarto de la longitud del segmento no arriostrado, $N - mm$	F1
M_a	Resistencia a flexión requerida, usando combinaciones de carga según ASD, $N - mm$	J10.4
M_B	Valor absoluto del momento ubicado al centro del segmento no arriostrado. $N - mm$	F1
M_C	Momento absoluto ubicado a los tres cuartos de la longitud del segmento no arriostrado, $N - mm$	F1
M_{cx}, M_{cy}	Resistencia a flexión disponible determinado de acuerdo con el capítulo F, $N - mm$	H1.1
M_{cx}	Resistencia de flexo-torsión disponible para flexión en el eje fuerte, determinada en acuerdo con el Capítulo F, usando $C_b = 1.0$, T-m (N-mm)	H1.3
M_{cx}	Resistencia de flexión disponible sobre el eje x para el estado límite de ruptura por tracción del ala, T-m (N-mm)	H1.3
M_e	Momento elástico por pandeo flexo-torsional, $N - mm$	F10.2
M_{lt}	Momento de primer orden según las combinaciones de carga LRFD o ASD causadas únicamente por desplazamiento lateral de la estructura, $N - mm$	An 8.2
M_{max}	Valor absoluto máximo del momento en el segmento no arriostrado, $N - mm$	F1
M_{mid}	Momento a la mitad de la longitud de arriostramiento	An.1.2.3
M_n	Resistencia nominal a flexión, $N - mm$	F1

Símbolo	Definición	Sección
M_{nt}	Momento de primer orden usando combinaciones de carga LRFD o ASD suponiendo que no hay desplazamiento lateral, $N - mm$	An 8.2
M_p	Momento de flexión plástico, $N - mm$	Tabla B4.1
M_p	Momento correspondiente a la distribución plástica de tracción sección compuesta transversal, $N - mm$	13.4b
M_r	Resistencia a flexión requerida de segundo orden según combinaciones de carga LRFD o ASD, $N - mm$	An 8.2
M_r	Resistencia a flexión requerida según combinaciones de carga LRFD o ASD, $N - mm$	H1.1
M_r	Resistencia a flexión requerida en el cordón, $N - mm$	K2.2
M_{rb}	Momento de arriostramiento requerido según las combinaciones de carga LRFD o ASD, $N - mm$	An.6.3.2
M_{r-ip}	Resistencia a flexión en el plano de la rama según combinaciones de carga LRFD o ASD, $N - mm$	K3.2
M_{r-op}	Resistencia a flexión requerida fuera del plano de la rama según combinaciones de carga LRFD o ASD, $N - mm$	K3.2
M_{rx} M_{ry}	Resistencia a flexión requerida, $N - mm$	H1.1
M_{rx}	Resistencia a flexión requerida en la ubicación de los agujeros de los pernos: positivo para el ala considerada en tracción, negativo para compresión, $N - mm$	H4
M_u	Resistencia a flexión requerida según combinaciones de carga LRFD, $N - mm$	J10.4
M_y	Momento de fluencia de la fibra extrema, $N - mm$	Tabla B4.1
M_y	Momento de fluencia sobre el eje de flexión, $N - mm$	F10.1
M_{yc}	Momento de fluencia en el ala en compresión, $N - mm$	F4.2
M_{yt}	Momento de fluencia de la fibra extrema en el ala de compresión, $N - mm$	F4.4
M_1	Momento efectivo al final de la porción de miembro no arriostrado opuesto a M_2 , $N - mm$	An.1.2.3
M_1	Momento menor en el final de un miembro no arriostrado, $N - mm$	F13.5, An.1.2.3
M_2	Momento mayor en el final de un miembro no arriostrado, $N - mm$	F23.5, An.1.2.3
N_i	Carga teórica aplicada al nivel i , N	C2.2b
N_i	Carga lateral adicional	An.7.3
N_s	Número de planos de deslizamiento	J3.8
O_v	Coefficiente de traslape en conexiones	K2.2
P_c	Resistencia axial disponible, N	H1.1
P_{cy}	Resistencia a la compresión disponible fuera del plano de flexión, N	H1.3

Símbolo	Definición	Sección
P_e	Carga crítica de pandeo elástico determinado según Capítulo C o Apéndice 7, N	I2.1b
$P_{e\text{ piso}}$	Tracción crítica de pandeo elástico para el piso en dirección de la traslación considerada, N.....	An.8.2.2
P_{ey}	Carga crítica de pandeo elástico para pandeo del atiesador débil, kN.....	H1.2
P_{e1}	Resistencia crítica de pandeo elástico del miembro en el plano de flexión, N	An.8.2.1
P_{lt}	Fuerza axial de primer orden usando combinaciones de carga LRFD o ASD, solo como resultado de desplazamientos de la estructura, N.....	An.8.2
P_{mf}	Carga total vertical de columnas en el piso que forman parte de los marcos de momento, si es que cualquiera, sea considerado en la dirección del desplazamiento, N	An.8.2.2
P_n	Resistencia axial nominal, N.....	D2
P_n	Resistencia de compresión nominal, N.....	E1
P_{no}	Resistencia nominal a compresión para miembros compuestos doble T de simetría doble con longitud nula cargados axialmente, N.....	I2
P_{nt}	Fuerza axial de primer orden según combinaciones de carga LRFD y ASD, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral.....	An.8.2
P_p	Resistencia por aplastamiento nominal, N.....	J8
P_r	Resistencia requerida axial de segundo orden según combinaciones de carga LRFD o ASD, N.....	An.8.2
P_r	Resistencia requerida axial por compresión de segundo orden según combinaciones de carga LRFD o ASD, N	C2.3
P_r	Resistencia axial requerida en el miembro en la ubicación de los agujeros de los pernos: positivo en tracción, negativo para N.....	H1.1
P_r	Fuerza requerida externa aplicada al miembro compuesto, N.....	I6, 2a
P_{rb}	Resistencia requerida de arriostrado según combinaciones de carga LRFD o ASD, N.....	An.6.2
P_{ro}	Resistencia requerida axial en el cordón en la unión, en el estado de la unión con menores tensiones de compresión, N	Tabla K1.1
P_{story}	Carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales, N	An.8.2.2
P_u	Resistencia axial requerida en el cordón según combinaciones de carga LRFD, N	K1.1
P_u	Resistencia axial en compresión requerida, N	An.1.2.2
P_y	Resistencia de un elemento en fluencia, N	C2.3

Símbolo	Definición	Sección
Q	Factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión	E7
Q_a	Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados en compresión	E7.2
Q_{ct}	Resistencia disponible a tracción, N	I8.3c
Q_{cv}	Resistencia admisible al corte, N	I8.3c
Q_f	Parámetro de interacción de esfuerzos en el cordón	K2.2
Q_n	Resistencia nominal de vigas compuestas con conectores de corte, N.....	I3.2
Q_{nt}	Resistencia nominal a tracción del perno de anclaje de acero, N.....	I8.3b
Q_{nv}	Resistencia nominal al corte del perno de anclaje de acero, N.....	I8.3a
Q_{rt}	Resistencia a tracción, N.....	I8.3c
Q_{rv}	Resistencia requerida al corte, N	I8.3c
Q_s	Factor de reducción para elementos esbeltos no atiesados	E7.1
R	Carga nominal debido a agua de lluvia o nieve, debido exclusivamente a retención de estas por deformaciones, MPa	An.2.2
R	Coefficiente sísmico de modificación de respuesta.....	A1.1
R_a	Resistencia requerida según combinaciones de carga ASD	B3.4
R_{FIL}	Factor de reducción para uniones usando sólo un par de soldaduras de filete transversales	An.3.3
R_g	Coefficiente para considerar efecto de grupo	I8.2a
R_M	Coefficiente para considerar la influencia de P- δ en P- Δ	An. 8.2.2
R_n	Resistencia Nominal, especificada del capítulo B hasta el capítulo K.....	B3.3
R_n	Resistencia Nominal al deslizamiento, N	J3.8
R_{nwl}	Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, como se determina de acuerdo con la Tabla J2.5, N	J2.4
R_{nwt}	Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, como se determina de acuerdo con la Tabla J2.5 sin la alternativa de la Sección J2.4(a), N.....	J2.4
R_{nx}	Componente horizontal de la resistencia nominal de un grupo de soldaduras, N	J2.4
R_{ny}	Componente vertical de la resistencia nominal de un grupo de soldaduras, N	J2.4
R_p	Factor de efecto posicional debido a tachuela de corte	I8.2a
R_{pc}	Factor de plastificación del alma	F4.1
R_{pg}	Factor de reducción de resistencia en flexión	F5.2
R_{PJP}	Factor de reducción para uniones de ranura soldada de penetración parcial (PJP) reforzadas o no reforzadas transversalmente	An.3.3
R_{pt}	Factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia del ala en tracción	F4.4
R_u	Resistencia requerida según combinaciones de carga LRFD	B3.3

Símbolo	Definición	Sección
S	Módulo de sección elástico, mm^3	F8.2
S	Espaciamiento de miembros secundarios, m	An.2.1
S	Carga Nominal por Nieve	An.4.1.4
S_c	Módulo elástico de la Sección hasta el punto en Compresión relativo al eje de flexión, mm^3	F10.3
S_e	Módulo de sección efectivo del ala mayor, mm^3	F7.2
S_{ip}	Módulo elástico efectivo de la sección de soldaduras para la flexión en el plano, mm^3	K4
S_{min}	Módulo elástico menor de la sección relativo al eje de flexión, mm^3	F12
S_{op}	Módulo elástico efectivo de la sección de soldaduras para la flexión fuera del plano (Tabla K4.1), mm^3	K4
S_{xc}, S_{xt}	Módulo elástico de la Sección referido al Ala traccionada y comprimida respectivamente, mm^3	Tabla B4.1
S_x	Módulo elástico de la sección tomado en torno al eje x, mm^3	F2.2
S_y	Módulo elástico de sección tomado en torno al eje y. Para un canal, corresponde al mínimo módulo seccional	F6.2
T	Fuerzas y deformaciones Nominales debidas al incendio base de diseño definido en la sección 4.2.1...//	An.4.1.4
T_a	Fuerza de tracción requerida según la combinación de carga ASD, KN	J3.9
T_b	Tracción mínima de conector dada en la Tabla J3.1 o J3.1M, KN	J3.8
T_c	Resistencia torsional disponible, N-mm	H3.2
T_n	Resistencia torsional Nominal, N-mm	H3.1
T_r	Resistencia torsional requerida, según combinaciones de carga LRFD o ASD, N-mm	H3.2
T_u	Fuerza de tracción requerida según la combinación de carga LRFD, (KN)	J3.9
U	Factor de corte diferido	D3
U	Cuociente de utilización	K2.2
U_{bs}	Coefficiente de reducción, usado en el cálculo de la resistencia del bloque de ruptura de corte	J4.3
U_p	Índice de tensiones para miembros primarios	An.2.2
U_s	Índice de tensiones para miembros secundarios	An.2.2
V_c	Resistencia de corte disponible, N.....	H3.2
V_{c1}	La menor de las resistencia de corte disponible con la ubicación del atiesador con V_n , tal como se define en la Sección G2.1, N	G3.3
V_{c2}	La menor de las resistencia de corte disponible en la ubicación del atiesador con V , tal como se define en la Sección G3.2, N	G3.3
V_n	Resistencia Nominal de corte, N.....	G1
V_r	La mayor de las resistencia requerida de corte en la ubicación del atiesador usando las combinaciones LRFD o ASD, N.....	G3.3

Símbolo	Definición	Sección
V_r	Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD o ASD, N.....	H3.2
V'_r	Fuerza requerida de corte transferida a partir de conectores de corte según combinaciones de carga LRFD o ASD, N.....	I6.2
Y_i	Carga gravitacional en el nivel i de la combinación de carga LRFD o 1.6 veces la combinación de carga ASD si aplicable, N.....	C2.2b, An. 7.3.2
Z	Módulo plástico de la Sección en torno al eje de flexión, mm ³	F7.1
Z_b	Módulo plástico de la Sección ramal en torno al eje de flexión correcto, mm ³	K3.1
Z_x	Módulo plástico de la Sección en torno al eje x, mm ³	F2.1
Z_y	Módulo plástico de la Sección en torno al eje y, mm ³	F6.1
a	Distancia libre entre atiesadores transversales, mm	F13.2
a	Distancia entre conectores, mm	E6.1
a	Distancia mínima desde el borde del agujero conector al borde del miembro, medida paralela a la dirección de la fuerza, mm	D5.1
a	Mitad de la longitud de la cara de la raíz no soldada en la dirección del espesor de plancha cargada en tracción, mm	An.3.3
a'	Longitud de la soldadura a lo largo de ambos bordes de la terminación de la plancha de cubierta de la viga, mm	F13.3
a_w	Cuociente entre dos veces el área del alma en compresión debido solamente a la aplicación de un momento flector en el eje mayor y el área de las alas en compresión	F4.2
b	Ancho total del ala en compresión, mm	F10.3
b	Para alas de miembros I corresponde la mitad del ancho total del ala, b_f ; para las alas de los canales corresponde la dimensión nominal total del ala, mm	F6.2
b	Longitud total del ala más larga, mm	E7.1
b	Ancho del elemento no atiesado en compresión; ancho del elemento atiesado en compresión, mm	B4.1
b	Ancho de ala que resiste fuerza de corte, mm	G4
b_{cf}	Ancho del ala de la columna, mm	J10.6
b_e	Ancho efectivo reducido, mm	E7.2
b_e	Distancia de borde efectiva para el cálculo de la resistencia de ruptura por tracción de miembros rotulados, mm	D5.1
b_{eoi}	Ancho efectivo de la cara ramal soldada al cordón	K2.3
b_{eov}	Ancho efectivo de la cara ramal soldada al refuerzo superpuesto	K2.3
b_f	Ancho de ala, mm	B4.1
b_{fc}	Ancho de ala en compresión, mm	F4.2
b_{ft}	Ancho de ala en tracción, mm	G3.1

Símbolo	Definición	Sección
b_l	Longitud del ala larga del ángulo, mm	E5
b_s	Longitud del ala corta del ángulo, mm	E5
b_s	Ancho de atiesador para atiesadores de un lado, mm	An.6.3.2
d	Diámetro nominal del conector, mm	J3.3
d	Diámetro nominal del perno, mm	J3.10
d	Profundidad Nominal total de la Sección, mm	B4.1
d	Profundidad Nominal total de la T, mm	B4.1, J10.3
d	Profundidad de barra rectangular, mm	F11.2
d	Diámetro, mm	J.7
d	Diámetro de clavija, mm	D5.1
d_b	Profundidad de viga, mm	J10.6
d_b	Diámetro Nominal (Diámetro de cuerpo o caña), mm	An.3.4
d_c	Profundidad de columna, mm	J10.6
e	Excentricidad en una conexión enramada, positiva estando lejos de las ramas, mm	K2.1
e_{mid-h}	Distancia desde el borde del cuerpo del perno de anclaje al alma del plato de acero, mm	I8.2a
f_c	Resistencia específica a compresión del concreto, MPa	I1.2b
f_o	Tensión debido a D + R (D = carga muerta nominal, R = carga nominal debido a lluvia o nieve exclusive la contribución de charco), MPa	An.2.2
f_{ra}	Tracción axial requerida en el punto considerado según combinaciones de carga LRFD o ASD, MPa	H2
f_{rbw}, f_{rbz}	Tracción de flexión requerida en el punto considerado según combinaciones de carga LRFD o ASD, MPa.....	H2
f_{rv}	Tracción requerida de corte según combinaciones de carga LRFD o ASD, MPa.....	J3.7
g	Espaciamiento transversal de centro a centro (gramil) entre las líneas de pernos, mm	B4.3
g	Abertura entre punteras de miembros seccionales en una conexión K abierta, no considerando la soldadura, mm	K2.1
h	Ancho del elemento atiesado en compresión, mm.....	B4.1
h	Altura del elemento de corte.....	G2.1b
h_c	Dos veces la distancia desde el centroide a uno de los siguientes: la cara interna del ala en compresión menos el filete o radio de esquina, en secciones laminadas o a la línea de pernos más cercana al ala comprimida o las caras internas del ala comprimida cuando se utiliza soldadura, para Secciones armadas, mm.....	B4.1
h_o	Distancia entre los centroides de las alas, mm.....	F2.2

Símbolo	Definición	Sección
h_p	Dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la línea de pernos más cercana al ala comprimida o la cara interna del ala comprimida cuando se utiliza soldadura, mm.....	B4.1
h_r	Altura nominal del nervio, mm	I8.2a
k	Distancia desde la cara exterior del ala al pie del filete del alma, mm.....	J10.2
k_c	Coficiente para elementos esbeltos no atiesados, mm	Tabla B4.1
k_{sc}	Coficiente de deslizamiento crítico para tracción y corte combinados.....	J3.9
k_v	Coficiente de pandeo de la plancha de alma.....	G2.1
l	Longitud efectiva de la soldadura cargada a los extremos, mm.....	J2.2
l	Longitud de la conexión, mm	Tabla D3.1
l_b	Longitud de aplastamiento, mm.....	J7
l_c	Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material, mm	J3.10
l_{ca}	Longitud del canal de anclaje, mm	J3.10
l_e	Longitud total efectiva de soldaduras de ranura y soldaduras de filete para secciones tubulares rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura, mm	K4
l_{ov}	Longitud de traslape medida a lo largo de la cara de la conexión del cordón entre las dos ramas, mm	K2.1
l_p	Longitud proyectada de la rama de traslape en el cordón, mm.....	K2.1
n	Número de puntos nodales arriostrados en el vano	An.6.3
n	Vuelta por mm	An.3.4
n_b	Números de pernos que transmiten la tracción aplicada.....	J3.9
n_s	Número de planos de deslizamiento requeridos para permitir que la conexión se deslice	J3.8
n_{SR}	Número de fluctuaciones en el rango de tensiones durante la vida de diseño.....	An. 3.3
p	paso, mm por hilada	An. 3.4
p_i	Razón entre la deformación del elemento i y su deformación a tensión máxima	J2.4
r	Radio de giro, mm	E2
r_{cr}	Distancia desde el centro instantáneo de rotación al elemento soldado con la mínima relación $\Delta u/r_i$, mm	J2.4
r_i	Mínimo radio de giro de un componente individual, mm	E6.1
r_i	Distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el i -ésimo elemento de soldadura, mm	J2.4
\bar{r}_o	Radio de giro polar en torno al centro de corte, mm.....	E4

Símbolo	Definición	Sección
r_t	Radio de giro de los componentes de ala en compresión por flexión más un tercio del área de alma en compresión debido sólo a la aplicación de un momento flexionante en el eje mayor	F4.2
r_{ts}	Radio de giro efectivo, mm.....	F2.2
r_x	Radio de giro en torno al eje x, mm.....	E4
r_x	Radio de giro en torno al eje geométrico paralelo al ala conectada, mm.....	E5
r_y	Radio de giro en torno al eje y, mm.....	E4
r_z	Radio de giro para el eje principal menor, mm	E5
s	Espaciamiento longitudinal de centro a centro (montaje) para dos agujeros consecutivos, mm.....	B4.3
t	Espesor del diseño del muro para Secciones HSS, mm	B4.1
t	Espesor del elemento, mm.....	E7.1
t	Espesor de muro, mm	E7.2
t	Espesor del ala de ángulo, mm.....	F10.2
t	Ancho de la barra rectangular paralela al eje de flexión, mm.....	F11.2
t	Espesor del material conectado, mm.....	J3.10
t	Espesor de plancha, mm	D5.1
t	Espesor total del relleno, mm.....	J5.2
t	Espesor de diseño de muro de un miembro para la Sección HSS mm.....	K1.1
t_b	Espesor de diseño de muro del miembro ramal de HSS, mm.....	K2.1
t_{bi}	Espesor de la rama de cubierta, mm.....	K2.3
t_{bj}	Espesor de la rama de cubierta, mm.....	K2.3
t_{cf}	Espesor del ala de la columna, mm.....	J10.6
t_f	Espesor del ala, mm	F6.2
t_f	Espesor del ala cargada, mm	J10.1
t_f	Espesor del ala del canal de anclaje, mm	I8.2b
t_{fc}	Espesor del ala comprimida, mm.....	F4.2
t_p	Espesor de plancha, mm	K1.1
t_p	Espesor de plancha cargada en tracción, mm	An.3.3
t_p	Espesor de plancha transversal adjunta, mm	K2.3
t_{st}	Espesor de atiesador de alma, mm	An.6.3.2a
t_w	Espesor de alma, mm	Tabla B4.1
t_w	Garganta efectiva de soldadura de menor tamaño alrededor del perímetro de la rama o la plancha, mm.....	K4
t_w	Espesor del alma del canal, mm.....	I8.2b
w	Espeso de plancha de cubierta, mm.....	F13.3
w	Tamaño de soldadura, mm.....	J2.2

Símbolo	Definición	Sección
w	Símbolo subíndice relativo al eje mayor principal de flexión	H2
w	Ancho de plancha, mm.....	Tabla D3.1
w	Tamaño del filete de refuerzo o contorno, si lo hay, en la dirección de la carga de tracción en el espesor de la plancha, mm	An.3.3
w_c	Peso del concreto por unidad de volumen ($1500 \leq w_c \leq 2500 \text{ kg/m}^3$).....	I2.1
w_r	Ancho promedio del concreto nervado o \bar{w}_r , mm	I3.2
x	Símbolo subíndice relativo al eje fuerte de flexión.....	H1.1
x_i	Componente x de r_i	J2.4
x_o, y_o	Coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, mm.....	E4
\bar{x}	Excentricidad de la conexión, mm	Tabla D3.1
y	Símbolo subíndice relativo al eje débil de flexión.....	H1.1
y	Componente y de r_i	J2.4
z	Símbolo subíndice relativo al eje principal menor de flexión.....	H2
α	Factor de ajuste para ASD/LRFD a nivel de fuerzas.....	C2.3
β	Factor de reducción dado en la ecuación J2-1	J2.2
β	Cuociente de ancho; el cuociente entre el diámetro de rama y el diámetro del cordón en Sección HSS circular; el cuociente entre el ancho total de rama y el ancho de cuerda en Sección HSS rectangular	K2.1
β_T	Número de veces la rigidez del sistema, N- mm/radian	An. 6.3.2a
β_{br}	Rigidez requerida de apoyo, N/mm	An.6.2.1
β_{eff}	Cuociente efectivo de ancho; la suma de los perímetros de dos miembros ramales en una conexión K dividida por ocho veces el ancho de cordón	K2.1
β_{eop}	Parámetro efectivo de perforación exterior	K2.3
β_{sec}	Rigidez distorsionada de alma, incluyendo el efecto de atiesadores transversales de alma, si los hay, N-mm/radian	An.6.3.2a
β_{TB}	Rigidez torsional requerida para el arriostamiento nodal, N- mm/ radian	An. 6.3.2a
β_w	Propiedad seccional para ángulos de alas desiguales, positivo para alas cortas en compresión y negativo para alas largas en compresión	F10.2
Δ	Desplazamiento de entrepiso de primer orden debido a las combinaciones de cargas LRFD o ASD, mm	An.7.3.2
Δ_H	Desplazamiento de entrepiso de primer orden debido a fuerzas laterales, mm.....	An. 8.2.2
Δ_i	Deformación de elementos soldados a niveles intermedios de esfuerzo, linealmente proporcional a la deformación crítica basada en la distancia al centro instantáneo de rotación, r_i , mm	J2.4

Símbolo	Definición	Sección
Δ_{mi}	Deformación de elementos soldados para su tensión máxima, mm	J2.4
Δ_{ui}	Deformación de elementos soldados a tensión última (fractura) usualmente en los elementos mas alejados desde el centro instantáneo de rotación, mm	J2.4
γ	Relación de esbeltez de cuerda, la relación entre la mitad del diámetro y el espesor de muro para Sección HSS circular; la relación entre la mitad del ancho y el espesor de muro para Sección HSS rectangular	K2.1
ζ	Relación de abertura; la cuociente de la abertura entre las ramas de una conexión K abierta y el ancho de la cuerda para Sección HSS rectangular	K2.1
η	Parámetro de longitud de carga, aplicable solamente en Sección HSS rectangular; el cuociente entre la longitud de contacto de la rama con la cuerda en el plano de la conexión con el ancho de cuerda.....	K2.1
λ	Parámetro de esbeltez	F3.2
λ_p	Parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos.....	B4
λ_{pd}	Parámetro limitante de esbeltez para diseño plástico	An. 1.2.
λ_{pf}	Parámetro limitante de esbeltez para ala compacta.....	F3.2
λ_{pw}	Parámetro limitante de esbeltez para alma compacta	F4
λ_r	Parámetro limitante de esbeltez para elemento no compacto	B4
λ_{rf}	Parámetro limitante de esbeltez para ala no compacta	F3.2
λ_{rw}	Parámetro limitante de esbeltez para alma no compacta	F4.2
μ	Coefficiente medio de deslizamiento para superficies Clase A o B, según el caso, o como se estable a través de ensayos	J3.8
Φ	Factor de resistencia, especificado en los capítulos B hasta K	B3.3
Φ_B	Factor de resistencia para aplastamiento en concreto	I6.3a
Φ_b	Factor de resistencia por flexión.....	F1
Φ_c	Factor de resistencia por compresión	B3.7
Φ_c	Factor de resistencia en columnas compuestas cargadas axialmente	I2.1b
Φ_s	Factor de resistencia para pernos de anclaje en tracción.....	I8.3b
Φ_{sf}	Factor de resistencia por falla de bloque de corte	D5.1
Φ_T	Factor de resistencia por torsión	H3.1
Φ_t	Factor de resistencia por tracción	D2
Φ_v	Factor de resistencia por corte	G1
Φ_v	Factor de resistencia para pernos de anclaje sujetos a corte	I8.3a
Ω	Factor de seguridad, especificado en los Capítulos B hasta K	B3.4
Ω_B	Factor de seguridad para aplastamiento en concreto.....	I6.1
Ω_b	Factor de seguridad por flexión.....	F1
Ω_c	Factor de seguridad por compresión.....	B3.7

Símbolo	Definición	Sección
Ω_c	Factor de seguridad en columnas compuestas cargadas axialmente.....	I2.1b
Ω_s	Factor de seguridad para pernos de anclaje en tracción	I8.3b
Ω_{sf}	Factor de seguridad por falla de bloque de corte	D5.1
Ω_t	Factor de seguridad por torsión	H3.1
Ω'_t	Factor de seguridad por tracción.....	D2
Ω_v	Factor de seguridad para pernos de anclaje sujetos a corte	I8.3a
ρ_{sr}	Cuantía mínima de refuerzo longitudinal	I2.1
ρ_{st}	El mayor de F_{yw}/F_{yst} y 1.0	G3.3
θ	Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de soldadura, grados	J2.4
θ	Angulo agudo entre rama y cordón.....	K2.1
θ	Angulo de carga medido a partir del ejelongitudianl del i-esimo elemento de soldadura	J2.4
ε_{cu}	Deformación unitaria correspondiente a la resistencia de compresión f'_c	An.4.2
τ_b	Parámetro de reducción de la rigidez	C.2.3

GLOSARIO

En este Glosario las palabras en *itálica* o *cursiva* señalan términos aquí definidos. Los caracteres alfanuméricos que siguen a la definición ubican donde aparece el término por primera vez. Cuando es pertinente, se entregan las diversas maneras como se designa en español el término en inglés.

Los caracteres especiales utilizados en el término en inglés, tiene validez en la traducción española, y tienen el siguiente significado:

- (1) Los términos identificados con † son términos comunes debidamente acordados entre AISI-AISC.
- (2) Los términos identificados con * son usualmente calificados por el tipo de *efecto de carga*, por ejemplo: *resistencia nominal a la tracción*, *resistencia disponible a la compresión*, *resistencia de diseño a flexión*.
- (3) Los términos identificados con ** califican el elemento o componente, por ejemplo: *pandeo local* del alma, *flexión local* del ala.

Acción del Campo de Tracciones. En un panel de viga armada, el comportamiento bajo fuerzas cortantes, en el cual se desarrollan tensiones de tracción diagonal en el alma y fuerzas de compresión en los *atiesadores transversales*, de una manera análoga a lo que sucede en un enrejado del tipo Pratt. *Tension field action.*

Acción inelástica. Deformación permanente en el material y que por lo tanto no desaparece cuando cesa la causa que lo ha producido. *Inelastic action.*

Acero estructural. Piezas, elementos, miembros y otros componentes de acero definidos en la Sección 2.1 del AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*. *Structural steel.*

Acero resistente a la corrosión atmosférica. Acero estructural de alta resistencia y baja aleación que puede ser expuesto al medio ambiente normal (no marino) sin ningún tipo de pintura protectora. *Weathering steel.*

Agarre, longitud de apriete. Espesor del material a través del cual pasa el perno. *Grip (of bolt).*

Altura total de la lámina corrugada. Altura de la placa colaborante, medida internamente por debajo del punto más bajo hasta el punto más alto en el tope. *Nominal rib height.*

Análisis de primer orden. Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan en la geometría inicial de la estructura sin deformar; los efectos de segundo orden son despreciables. *First-order analysis.*

Análisis elástico. Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura recupera su geometría inicial cuando se retira la carga. *Elastic analysis.*

Análisis estructural †. Determinación de las solicitaciones en los miembros y conexiones utilizando los principios de la mecánica estructural. *Structural analysis.*

Análisis inelástico. Análisis estructural que toma en cuenta el comportamiento inelástico del material, incluye el análisis plástico. *Inelastic analysis.*

Análisis plástico de primer orden. Análisis estructural basado en la hipótesis de comportamiento rígido - plástico, es decir, se satisface el equilibrio de la estructura, las tensiones están bajo la tensión de fluencia y las condiciones de equilibrio se formulan en la estructura no deformada. *First-order plastic analysis.*

Análisis plástico. Análisis estructural suponiendo un comportamiento rígido-plástico, es decir, que el equilibrio se satisface en toda la estructura y la fluencia no es excedida en ninguna parte de la misma. *Plastic analysis*

Ancho efectivo. El ancho reducido de una plancha o placa suponiendo una distribución uniforme de tensiones que produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado de tensiones no uniforme. *Effective width.*

Ancho plano. Ancho nominal de un perfil rectangular HSS menos las esquinas redondeadas (dos veces el radio externo de la esquina). En desconocimiento del radio de la esquina, el ancho plano puede ser tomado como el ancho total de la sección menos tres veces el espesor de la plancha. *Flat width.*

Ancho promedio del nervio. El ancho promedio del nervio en una placa colaborante de acero. *Average rib width.*

Anclaje de acero. Perno de anclaje o canal laminado de anclaje soldado a un miembro de acero y embebido en concreto de un miembro compuesto para transmitir corte, tracción o una combinación de corte y tracción en la interface entre los dos materiales. *Steel anchor.*

Aplastamiento†. En una conexión, estado limite en que las fuerzas de corte se transmiten por un conector mecánico a los elementos conectados. *Bearing.*

Aplastamiento del alma†. Estado limite de falla local del alma en la vecindad inmediata de una carga concentrada o reacción. *Bearing.*

Aplastamiento (fluencia local por compresión). Estado límite de fluencia local por compresión debido a la acción de aplastamiento de un miembro contra otro miembro o superficie. *Bearing (local compressive yielding).*

Aplastamiento del concreto. Estado límite de falla por compresión en el concreto cuando éste alcanza la deformación de agotamiento. *Concrete crushing.*

Área k. Región del alma que se extiende desde el punto de tangencia del alma y el filete entre el alma y el ala (dimensión AISC k) un distancia de 38 mm (1 ½ in.) dentro del alma mas allá de la dimensión k. *k-area.*

Área neta. Área total reducida para tomar en cuenta el material retirado. B3.13b. *Net Area.*

Área neta efectiva. Área neta modificada para tomar en cuenta el efecto del corte diferido o desfase del corte. *Effective net area.*

Arriostramiento. Miembro o sistema que proporcione rigidez y resistencia para limitar los movimientos fuera del plano de algún otro miembro en un punto de arriostramiento. *Bracing.*

Arriostramiento torsional. Arriostramiento que resiste la torsión de una viga o columna. *Torsional Bracing.*

- Arriostramiento lateral.* Miembro o sistema que está diseñado para inhibir el pandeo lateral o el pandeo lateral torsional de miembros estructurales. *Lateral bracing.*
- Arriostramiento nodal.* Arriostramiento que previene el movimiento lateral o giro torsional independientemente de otros arriostramientos en los puntos de arriostramiento adyacentes. *Nodal brace.*
- Arriostramiento relativo.* Arriostramiento que controla el movimiento relativo entre dos puntos de arriostramiento adyacentes en la longitud de la viga o columna o referente al desplazamiento relativo de dos entrepisos en un pórtico (ver arriostramiento nodal). *Relative brace.*
- Articulación o rótula plástica.* Zona completamente en fluencia que se forma en un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico. *Plastic hinge.*
- ASD Diseño por Resistencias Admisibles.* Método para dimensionar componentes estructurales tal que las resistencias requeridas, calculadas con las combinaciones de cargas ASD no excedan las resistencias admisibles. *ASD Allowable Strength Design*†.
- Aseguramiento de la calidad.* Tareas de monitoreo y de inspección desarrolladas por una agencia o firma distinta a la del fabricante o del instalador para asegurar que el material provisto y el trabajo realizado por el fabricante y el instalador reúna los requerimientos de los documentos constructivos aprobados y de los estándares referidos. El aseguramiento de la calidad incluye aquellas tareas designadas como “inspecciones especiales” por el código de construcción aplicable. *Quality assurance.*
- Atiesador de Rigidez.* Elemento estructural, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para distribuir cargas, transferir corte o prevenir el pandeo. *Stiffener.*
- Atiesador de Carga.* Atiesador usado en puntos en los cuales actúan cargas concentradas o en los apoyos. Se posiciona ajustado entre las alas a ambos lados del alma, de una viga de manera que la carga se trasmite por aplastamiento. *Fitted bearing stiffener.*
- Atiesador o rigidizador diagonal.* Atiesador del alma de una columna en la zona panel o panel nodal, orientado diagonalmente entre las alas, a uno o ambos lados del alma. *Diagonal stiffener.*
- Atiesador transversal.* Atiesador del alma orientada perpendicularmente a las alas y adosado al alma. *Transverse stiffener.*
- Autoridad competente, autoridad cuya jurisdicción corresponda.* Autoridad que según las leyes tiene atribuciones y jurisdicción sobre el control del cumplimiento de Leyes, Normas, Códigos, Reglamentos, Ordenanzas, Especificaciones y otros documentos legales pertinentes a la construcción de obras civiles. *Authority having jurisdiction (AHJ).*
- Balancín.* Apoyo con superficie curva en la cual el miembro que se apoya puede balancearse para adecuarse a las dilataciones térmicas. *Expansion rocker.*
- Base de Columna.* Ensamblaje de perfiles estructurales, planchas, conectores, pernos y anclajes en la base de una columna usada para transmitir las fuerzas entre la superestructura de acero a las fundaciones. *Column base.*
- Base de diseño para incendios.* Conjunto de condiciones que definen el desarrollo de un incendio y la extensión de productos combustibles a través del edificio o de una porción de este. *Design-basis fire.*

Barrera contra incendio. Elemento de construcción formado de materiales resistentes al fuego y ensayados de acuerdo con estándares aprobados para ensayos de resistencia al fuego, con tal de demostrar conformidad con el código de construcción aplicable. *Fire barrier.*

Biela o barra de ojo. Miembros traccionado conectado con pasador. El miembro será de espesor uniforme con extremos o cabezas forjadas o cortadas térmicamente con un ancho mayor que el del cuerpo. Las bielas se dimensionarán de tal manera que la resistencia del cuerpo y las cabezas extremas sean aproximadamente las mismas. *Eyebar.*

Capacidad de rotación. Es el incremento de rotación angular que un perfil dado es capaz de resistir ante una carga excesiva. La capacidad de rotación se define como la relación entre la rotación inelástica alcanzada y la rotación idealizada correspondiente a la primera fluencia. *Rotation capacity.*

Cara de la rama. La pared del miembro tubular (HSS) de una rama o miembro ramal. *Branch face.*

Carga †. Fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción de la edificación, el peso y la actividad de sus ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales y climáticos, movimientos diferenciales, o restricciones a los cambios dimensionales. *Load.*

Carga cíclica. Carga externa variable, aplicada repetidamente y que puede solicitar en fatiga a la estructura. *Cyclic load.*

Carga crítica. Carga a la cual un miembro perfectamente recto puede adoptar una de las dos posiciones de equilibrio, según lo determine un análisis teórico de estabilidad. En miembros en compresión (columna), esta puede permanecer recta o adoptar una posición flectada. En el caso de miembros en flexión (viga), puede flectar y torcerse fuera de su plano, o permanecer flexionada en su plano. *Critical load.*

Carga de aplastamiento. Área de la columna multiplicada por la tensión de fluencia. *Squash load.*

Carga de diseño, acciones de cálculo. Carga aplicada determinada de acuerdo con las combinaciones LRFD o ASD, la que sea aplicable. *Design load *†.*

Carga de punzonamiento. Componente de la fuerza en un miembro de rama perpendicular al cordón. *Punching load.*

Carga de servicio †. Carga con la cual se evalúa el estado límite de servicio. *Service load.*

Carga desigualmente distribuida. En una conexión tubular HSS, condición en la cual la carga no está distribuida a través de la sección transversal de los elementos conectados de manera que puedan ser rápidamente determinadas. *Uneven load distribution.*

Carga factorada. Producto del factor de cargas por la carga nominal. *B. Factored load †.*

Carga lateral. Carga actuando en dirección lateral, tal como los efectos producidos por el viento o el sismo. *Lateral load.*

Carga nominal †. Magnitud de carga especificada en el código de edificaciones aplicable. *Nominal load.*

Carga permanente †. Carga de aplicación prolongada en la cual las variaciones en el tiempo son raras o de pequeña magnitud. *Permanent load.*

- Carga variable* †. Carga con variación sustancial en el tiempo. Carga no clasificada como carga permanente. *Variable load*.
- Cargas ficticias, cargas nocionales*. Carga virtual aplicada en un análisis estructural para tomar en cuenta los efectos desestabilizadores que de otra manera no están incluidos en las disposiciones de diseño. *Notional load*.
- Cargas gravitacionales*. Cargas que actúan hacia abajo, tales como las cargas muertas y las cargas vivas. *Gravity load*.
- Cartela de concreto*. En un sistema de losa compuesta construido empleando una plancha de acero colaborante, la sección de concreto sólida que resulta por la interrupción de la losa colaborante a cada lado de la viga. *Concrete haunch*.
- Código de edificaciones aplicable*. Código de edificaciones bajo el cual se analiza y diseña (proyecta) la estructura. *Applicable building code (ABC)* †.
- Coficiente de modificación de la respuesta sísmica*. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas para obtener las fuerzas sísmicas de diseño para un sistema estructural. *Seismic response modification coefficient*.
- Colector*. Miembro que sirve para transferir cargas entre diafragmas de piso y los miembros del sistema resistente a fuerzas laterales. *Collector*.
- Columna*. Miembro estructural nominalmente vertical cuya principal función es resistir carga axial de compresión. *Column*.
- Columna apoyada o gravitacional*. Columna que solo resiste cargas gravitacionales, y cuyas conexiones no suministran resistencia a las cargas laterales. *Leaning column*.
- Columna mixta o embebida*. Columna mixta acero - concreto consistente de uno o más perfiles de acero embebidos en el concreto de la columna. *Encased composite column*.
- Columna tubular rellena de concreto*. Columna compuesta constituida por un perfil tubular HSS o tubería rellena de concreto estructural. La pared del tubo actúa como refuerzo. *Filled composite column*.
- Combinación de cargas ASD, equivalente a combinación de solicitaciones ASD*. Combinación de cargas establecidas en el código de construcción aplicable para el Método de las Resistencias Admisibles. *ASD Load combination* †.
- Combinación de cargas de servicio*. Combinación de carga para evaluar el estado límite de servicio. *Service load combination*.
- Combinaciones de cargas LRFD* †. Combinaciones de las solicitaciones previstas en el código de edificaciones aplicable para el diseño según el método de los factores de carga y resistencia. *LRFD Load combination*.
- Componente estructural* †. Miembro, conector, elementos de conexión o ensamblaje. *Structural component*.
- Componente compuesto*. Miembro, elemento de conexión o ensamblaje en el cual los elementos de acero y de concreto trabajen como una unidad en la distribución de las fuerzas internas, con la excepción del caso especial de vigas compuestas donde anclajes de acero se

encuentren embebidos en una losa sólida de concreto o en una losa de hormigón vaciado en una plancha de acero colaborante. *Composite component*.

Concentración de tensiones. Tensiones localizadas cuya intensidad es mucho mayor que el promedio (aún en secciones de espesor constante cargadas uniformemente) debido a cambios abruptos en la geometría o cargas localizadas. *Stress concentration*.

Concreto de peso liviano. Concreto estructural con una densidad de equilibrio de 1840 kg/m³ (115 lb/ft³) o menos según es determinado por ASTM C567. *Lightweight concrete*.

Construcción contenida. Ensamblajes de techo y de piso y vigas individuales en edificios donde las estructuras soportantes o cercanas son capaces de resistir sustanciales expansiones térmicas para el rango de *temperaturas elevadas* anticipadas. *Restrained construction*.

Conector. Término genérico para pernos, remaches u otros dispositivos de unión. *Fastener*.

Conexión. Combinación de elementos estructurales y elementos de unión para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. *Connection* †.

Conexión de deslizamiento crítico. Conexión empernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten exclusivamente por la fuerza de fricción desarrollada entre las planchas debido al apriete de los pernos. *Slip-critical connection*.

Conexión de momento parcialmente restringida, conexión capaz de transferir momento con una rotación no despreciable entre los miembros conectados. *Partially restrained moment connection*.

Conexión de momento totalmente restringida, conexiones de momento completamente restringidas. Conexión capaz de transferir momento sin rotación apreciable entre los miembros conectados. *Fully restrained moment connection*.

Conexión de momento. Conexión que transmite momentos flectores entre los miembros conectados. *Moment connection*.

Conexión en cruz. Conexión de tubulares HSS en la cual las fuerzas en los miembros de rama o elementos de conexión transversales al miembro principal están en equilibrio de fuerzas con los otros miembros de la rama o elementos de conexión del lado opuesto del miembro principal. *Cross-connection*.

Conexión en K. Conexión tubular HSS en la cual las fuerzas en los miembros de una rama o elementos conectado transversalmente al miembro principal están equilibradas principalmente por las fuerzas en los otros miembros de la rama o elementos conectados del mismo lado del miembro principal. *K-Connection*.

Conexión en T. Conexión tubular HSS en la cual el miembro de rama o elemento conectante es perpendicular al miembro principal y en el cual las fuerzas transversales al miembro principal están principalmente equilibradas por corte en el miembro principal. *T-Connection*.

Conexión en Y. Conexión tubular HSS en la cual el miembro de rama o los elementos de conexión no son perpendiculares al miembro principal y en el cual las fuerzas transversales al miembro principal están principalmente equilibradas por corte en el miembro principal. *Y-Connection*.

- Conexión flexible.* Conexión que permite una parte, de la rotación que ocurriría en el extremo de una viga si ella estuviese simplemente apoyada. *Flexible connection.*
- Conexión simple; conexión de corte.* Conexión que transmite momentos flectores despreciables entre los miembros conectados. *Simple Connection.*
- Conexión tipo aplastamiento.* Conexión apernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten por el aplastamiento de los pernos contra los elementos de conexión. *Bearing - type connection.*
- Conexión traslapada.* Conexión tubular HSS en la cual se traslapan los miembros de ramas que se intersectan. *Overlapped connection.*
- Construcción compuesta; o construcción mixta.* Miembros constituidos por perfiles de acero y concreto reforzado unidos estructuralmente de manera que trabajen en conjunto. *Composite.*
- Contraflecha.* Curvatura introducida en una viga o viga enrejada (celosía) en sentido contrario a la flecha producida por las cargas. *Camber.*
- Control de la calidad.* Controles e inspecciones implementados en el taller y en la obra por el fabricante y el instalador para asegurar que los requisitos contractuales y de las empresas de fabricación y de montaje reúnan los requerimientos de los documentos constructivos y los estándares referidos. *Quality control.*
- Cordón o miembro principal.* En una conexión de secciones tubulares HSS, el miembro principal que se extiende a través de la conexión de un enrejado o celosía. *Chord member.*
- Corte diferido.* Distribución de tensiones de tracción no uniformes en un miembro o en elementos de conexiones en las cercanías de una conexión. *Shear lag.*
- Corte horizontal.* En una viga compuesta, fuerza en el interfaz de las superficies de acero y concreto. *Horizontal shear.*
- Corte térmico.* Corte con gas, plasma o láser. *Thermally cut.*
- Corte, destaje o rebaje.* Corte hecho en el ala de un miembro estructural para ajustarlo a la forma del miembro que intersecta. *Cope.*
- Costanera* †. Miembro estructural horizontal que soporta la cubierta de techo y principalmente está solicitado a flexión por carga vertical, tales como la nieve, el viento o las cargas permanentes. *Purlin.*
- Curva de resistencia de columna.* Una curva que expresa la relación entre la resistencia a carga axial de la columna en función de su relación de esbeltez. *Commentary C. Column curve.*
- Curvatura Inversa.* Ver *doble curvatura.*
- Deriva.* Desplazamiento relativo de entrepiso. Desplazamiento lateral de una estructura. *Drift.*
- Deriva de entrepiso.* Desplazamiento horizontal relativo de entrepisos, calculado como la diferencia de desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos de una edificación dividido por la altura de los entrepisos, es decir $(\delta_n - \delta_{n-1}) / h$. *Interstory drift.*
- Deslizamiento.* En una conexión apernada, el estado límite referente al movimiento relativo de las partes conectadas previa a que se alcance la resistencia disponible de la conexión. *Slip.*

Desplazamiento lateral del alma por pandeo. Estado límite de pandeo lateral del ala en tracción opuesta a la localización de la fuerza concentrada de compresión. *Web sidesway buckling.*

Desplazamiento lateral por aplastamiento del alma. Estado límite de pandeo inelástico del alma de las caras laterales de un miembro cordón o cordón en una conexión de celosía tubular HSS. *Sidewall crippling.*

Desplazamiento lateral por pandeo. Estado límite de estabilidad que involucra inestabilidad por desplazamiento lateral del pórtico. *Sidesway buckling.*

Desplazamiento lateral. El movimiento lateral de una estructura bajo la acción de las cargas laterales, las cargas verticales asimétricas, o por las propiedades asimétricas de la estructura. *Sidesway.*

Desplazamiento por aplastamiento. Estado límite basado en la resistencia al aplastamiento de las caras laterales de un miembro cordón o cordón en una conexión de celosía tubular HSS. *K. Sidewall crushing.*

Diafragma. Techo, piso u otra membrana o sistema de arriostramiento con suficiente rigidez en su plano, diseñado para transmitir las fuerzas horizontales al sistema de resistencia de fuerzas laterales. *Diaphragm †.*

Dimensión nominal. Designación o dimensión teórica, como las que se suministran en las tablas de propiedades de la secciones. *Nominal dimension.*

Doble curvatura. Una condición de flexión en el cual los momentos en los extremos del miembro provocan que la deformada tenga uno o más puntos de inflexión. *Double curvature.*

Documentos de construcción. Planos de diseño, especificaciones, planos de taller y planos de montaje. *Construction Documents.*

Efecto de longitud. Consideración de la reducción en resistencia de un miembro basada en su longitud no arriostrada. *Length effects.*

Efecto de palanca. Amplificación de las fuerzas de tracción en un perno causado por el efecto de apalancamiento entre el punto de aplicación de la carga, el perno y la reacción de los elementos conectados. *Prying action.*

Efecto P-δ. Efecto de segundo orden de las cargas que actúan en la deformada de un miembro entre juntas o nodos. *P-δ Effect.*

Efecto P-Δ. Efecto de segundo orden de las cargas que actúan en las juntas o nodos desplazados de una estructura. En las estructuras de edificaciones de múltiples pisos, este efecto de las cargas actúa sobre la posición deslaza lateral de los pisos y techos. *P-Δ Effect.*

Efectos de las Cargas †. Fuerzas, tensiones y deformaciones producidas en un componente estructural por las cargas aplicadas. *Load Effect.*

Efectos de segundo orden. Efecto de las cargas actuando en la configuración deformada de una estructura, incluye los efectos p-δ y p-Δ. *Second-order effect.*

Eje débil. El eje menor principal de una sección transversal. *Weak axis.*

Eje fuerte. El eje principal mayor de una sección transversal. *Strong axis.*

Eje geométrico. Eje paralelo al alma, ala o lado de un angular. *Geometric axis.*

- Ejes principales.* Son aquellos ejes perpendiculares que pasan por el centro de gravedad de una sección y respecto a los cuales sus momentos de inercia son máximo y mínimo, siendo el producto de inercia para éstos cero. *Principal axis.*
- Elemento atiesado.* Elemento plano en compresión cuyos bordes se encuentran restringidos fuera del plano por elementos paralelos a la dirección de carga. *Stiffened element.*
- Elemento no atiesado.* Elemento plano en compresión uno de cuyos bordes se encuentra restringido fuera del plano por elementos paralelos a la dirección de carga. *Unstiffened element.*
- Empalme.* La conexión entre dos miembros o elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo miembro o elemento más largo. *Splice.*
- Empozamiento, encharcamiento.* Retención de agua debida solamente a la deformación por flexión (flecha) de un techo relativamente plano. *Ponding.*
- Endurecimiento por deformación.* Fenómeno que exhiben los aceros dúctiles, y que consiste en que después de alcanzar una gran deformación, justo después del punto de fluencia, tienen la capacidad de resistir cargas mayores que aquella que produjo la fluencia inicial. *Strain hardening.*
- Ensayo Charpy de impacto en probeta entallada en V.* Ensayo dinámico estándar para medir la tenacidad en la entalladura de una probeta. *Charpy v-notch impact test.*
- Ensayos no destructivos.* Procedimiento de inspección sin destrucción ni afectación de la integridad del material. *Non destructive testing.*
- Escama o cascarilla de laminación.* Óxido superficial que cubre al acero obtenido en un proceso de laminación en caliente. *Mill scale.*
- Espacio en la conexión.* Conexión en enrejados con tubulares HSS con un espacio o separación en la cara del cordón entre miembros de una rama interséctante. *Gap connection.*
- Especificaciones.* Documentos escritos que contienen los requerimientos para materiales, estándares y procedimientos para construir. *Specifications.*
- Espesor de diseño de la pared.* En los tubulares HSS, es el espesor de pared supuesto en la determinación de las propiedades de la sección. *Design wall thickness.*
- Estabilidad.* Condición en que la carga de un componente estructural, marco o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no produce grandes desplazamientos. *Stability.*
- Estado límite †.* La situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto (estado límite de servicio) o de alcanzar el agotamiento de su capacidad resistente (estado límite resistente). *Limit state.*
- Estado límite de servicio.* Condición límite que afecta la capacidad de la estructura de preservar su apariencia, mantenimiento, durabilidad, confort de sus ocupantes o funcionamiento de maquinarias bajo condiciones normales de ocupación y uso. *Serviciability limit state.*
- Estado límite Resistente.* Condición límite que afecta la seguridad de la estructura, y en la cual se alcanza la capacidad de agotamiento resistente. *Strength limit state.*
- Estáticamente cargado.* No sujeto a tensiones de fatiga significativas. Las cargas gravitacionales, de viento, y sísmicas son consideradas como cargas estáticas. *Statically loaded.*

Excentricidad en la unión. Para conexiones en enrejados tubulares (HSS) la distancia perpendicular entre el centro de gravedad del miembro que hace de cordón y la intersección con los puntos de trabajo de los miembros de la rama. *Joint eccentricity.*

Extremo libre de rotar. El extremo de un miembro que no es restringido contra la rotación por atiesadores o elementos de conexión. *Unframed End.*

Factor de carga †. Factor que considera las desviaciones de la carga real respecto a la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma las acciones en solicitaciones, y la probabilidad de que más de una carga extrema ocurra simultáneamente. *Load factor.*

Factor de longitud efectiva, K. La relación entre la longitud efectiva y la longitud no arriostrada de un miembro. *Effective length factor.*

Factor de resistencia †. Factor que toma en cuenta las inevitables desviaciones de la resistencia real respecto a la resistencia teórica y de la forma del modo de falla y sus consecuencias. *Resistance factor.*

Factor de seguridad †. Factor que toma en cuenta las desviaciones entre la resistencia real y la resistencia teórica, las desviaciones entre la carga real y la carga nominal, y las incertidumbres del análisis en la transformación de las cargas en solicitaciones, y de la forma del modo de falla y sus consecuencias. *Safety factor.*

Falla por distorsión. Estado límite en las conexiones de enrejados tubulares HSS que consiste en la distorsión de la sección transversal rectangular a sección romboidal del miembro que hace de cordón. *Distortion failure.*

Fatiga. Estado límite de inicio y crecimiento de fisuras y grietas resultantes de la aplicación repetida de cargas variables. *Fatigue.*

Flexión esviada. Flexión simultánea en un miembro alrededor de dos ejes perpendiculares. *Biaxial bending.*

Flexión local **†. Estado límite para grandes deformaciones de un ala solicitada por una carga concentrada de tracción. *Local bending.*

Fluencia. Estado límite de deformación inelástica que ocurre después que se ha alcanzado la tensión de fluencia. *Yielding.*

Fluencia por tracción. Fluencia que ocurre debido a la tracción. *Tensile yielding.*

Fluencia (momento de fluencia). Momento de flexión para el cual la fibra extrema de la sección alcanza la fluencia. *Yielding (yield moment).*

Fluencia (momento plástico). Fluencia a través de la sección transversal de un miembro cuando el momento flector alcanza el momento plástico. *Yielding (plastic moment).*

Fluencia local **. Fluencia que ocurre en un área local de un elemento. *Local yielding.*

Fluencia por corte (punzonado). En una conexión tubular HSS, el estado límite basado en la resistencia al corte fuera del plano de la pared del cordón o cordón a la cual se anexan. *Shear yielding (punching).*

Flujo de calor. Energía radiante por unidad de superficie. *Heat Flux.*

Fractura frágil. Clivaje abrupto con pequeña o ninguna deformación dúctil previa. *Brittle fracture.*

Fuerza. Resultante de la distribución de tensiones sobre un área predeterminada. *Force*.

Fuerza simplemente concentrada. Fuerza de tracción o de compresión aplicada normalmente al ala de un miembro. *Single-concentrated force*.

Gramil. Espaciamiento transversal a la fuerza, medido centro a centro de conectores. *Gage*.

Ignición. Transición a un estado de total envolvimiento de la superficie al quemarse materiales combustibles dentro de un recinto. *Fire*.

Incendio. Quema destructiva, que se manifiesta por una o más de las características a continuación: luz, llamas, calor o humo. *Fire*.

Índice de daño por deriva. Parámetro usado para medir el potencial de daño causado por la deriva de entrepisos. *Drift damage index*.

Inestabilidad en el plano †. Estado límite que involucra pandeo en el plano del pórtico o del miembro. *In-plane instability*.

Inestabilidad †. Estado límite que se alcanza cuando al cargar un componente estructural, un pórtico o una estructura, en la cual, una ligera perturbación en las cargas o la geometría produce grandes desplazamientos. *Instability*.

Ingeniero inspector. En la práctica norteamericana es el profesional debidamente autorizado para aprobar los planos de diseño y las especificaciones. *Engineering of record*.

Inspector de aseguramiento de la calidad. Individuo designado para proporcionar una inspección para el aseguramiento de la calidad para el trabajo a ser desarrollado. *Quality assurance inspector (QAI)*.

Inspector de control de la calidad. Individuo designado para proporcionar una inspección para el control de la calidad para el trabajo a ser desarrollado. *Quality control inspector (QCI)*.

Interacción directa de adherencia. En una sección compuesta, mecanismo de transferencia de fuerzas entre el acero y el concreto en secciones compuestas por la acción de las tensiones de adherencia. *Direct bond interaction*.

Junta con pernos pretensionados. Junta con pernos de alta resistencia apretados a la mínima carga de pretensión especificada. *Pretensioned joint*.

Junta con soldadura de ranura de penetración parcial. Soldadura de ranura en la cual la penetración es intencionalmente menor que el espesor completo del elemento conectado. *Partial-joint-penetration groove weld (PJP)*.

Junta en condición de apriete ajustado. Junta cuyas partes están asentadas y en firme contacto, tal como se especifica en el capítulo J. *Snug-tightened joint*.

Junta o unión de traslape o de solape. Junta mediante la superposición en planos paralelos de dos elementos de conexión. *Lap joint*.

Lámina Colaborante. En construcción compuesta, lámina de acero estructural acanalada formada en frío, especialmente diseñada para ser usada además de moldaje permanente del concreto, como refuerzo colaborante de la losa estructural. *Formed steel deck*.

Lámina de acero. En un sistema de piso mixto, el acero utilizado para cerrar la miscelánea en una plancha metálico colaborante. *Sheet steel*.

Longitud de desarrollo adecuada. Barras de acero de refuerzo detalladas para fluir de una manera dúctil antes de que ocurra el aplastamiento del concreto. Las barras de refuerzo cumplirán las disposiciones del ACI 318 en relación a longitud de traslapo, espaciamiento, y recubrimiento. *Properly developed.*

Longitud de transferencia. Para una columna compuesta embebida, longitud en la que las fuerzas de la columna son supuestas como transferidas hacia o desde la sección de acero. *Introduction length.*

Longitud efectiva. La longitud equivalente de una columna con la misma resistencia cuando se analiza con sus apoyos extremos articulados. *Effective length.*

Longitud no arriostrada. Distancia entre puntos arriostrados de un miembro, medida entre los centros de gravedad de los miembros de arriostramiento. *Unbraced length.*

LRFD (acrónimo de Load and Resistance Factor Design) †. Método de dimensionamiento de componentes estructurales tal que la resistencia de diseño iguale o exceda las resistencias requeridas provenientes de las combinaciones LRFD para cargas. Método LRFD.

Marco o pórtico arriostrado. Esencialmente es un sistema vertical de marco o pórtico con elementos en diagonal como arriostramientos dispuestos para resistir fuerzas laterales y suministrar estabilidad al sistema estructural. *Braced frame†.*

Marco o pórtico resistente a momento †. Sistema aporticado que suministra resistencia a las fuerzas laterales y proporciona estabilidad al sistema estructural, principalmente por la resistencia al corte y a la flexión de sus miembros y conexiones. *Moment frame.*

Marco o pórtico rígido. Estructura en que las conexiones mantienen la relación angular entre las vigas y las columnas que resisten las cargas. *Rigid frame.*

Mecanismo. Un sistema articulado capaz de deformarse sin un incremento finito de la carga. Se usa en el sentido particular de que la vinculación puede incluir articulaciones reales y/o plásticas. *Mechanism.*

Mediacaña. Ranura o cavidad con superficie relativamente lisa resultante de una deformación plástica o de la remoción de material. *Gouge.*

Meseta de fluencia. La parte de la curva tensión - deformación de un miembro uniaxialmente comprimido o traccionado en el cual las tensiones permanecen esencialmente constante mientras las deformaciones se incrementan sustancialmente. *Yield plateau.*

Metal de aporte. Metal o aleación que pasa del electrodo al metal base durante el proceso de fusión al efectuar una junta soldada. *Filler metal.*

Metal soldado. Aquella parte del metal que se ha fundido durante el proceso de soldadura. El metal base está constituido por el metal base y el de aporte fundidos en el ciclo térmico de la soldadura. *Weld metal.*

Método de distribución de las tensiones plásticas. Método para la determinación de las tensiones en un miembro mixto suponiendo que en la sección transversal han cedido completamente la sección de acero y el concreto. *Plastic stress distribution method.*

Método de la compatibilidad de deformaciones. Método para determinar las tensiones en un miembro mixto considerando la relación tensión -deformación de cada material y su localización con respecto al eje neutro de la sección transversal. *Strain compatibility method.*

Método del giro de la tuerca. Procedimiento mediante el cual la pre tracción especificada para los pernos de alta resistencia se controla mediante la rotación de la llave una determinada cantidad después que las tuercas se han llevado a la condición de apriete ajustado. *Turn-of-nut method.*

Método directo de análisis. Método de diseño para estabilidad que considera los efectos de las tensiones residuales y el desplome inicial de marcos o, en el cual se reduce la rigidez y se agrega cargas virtuales o nocionales en un análisis de segundo orden. *Direct analysis method.*

Miembro compuesto embebido. Miembro compuesto consistente de un miembro estructural de concreto y uno o más perfiles de acero embebidos. *Concrete-encased member.*

Miembro primario. En el análisis de estancamiento de agua, la viga que soporta las reacciones concentradas de los miembros secundarios que se conectan en ella. *Primary member.*

Miembro principal. En conexiones tubulares HSS, el miembro que hace de cordón, columna u otro miembro HSS al cual se fijan los miembros de una rama u otros elementos de conexión. *Main member.*

Miembro secundario. En el análisis de estancamiento de agua, la viga o vigueta que directamente soporta las cargas distribuidas de agua estancada en el techo de la estructura. *Secondary member.*

Miembros de rama. En conexiones tubulares (HSS), miembro que terminan en el miembro dispuesto como cordón o miembro principal. *Branch member.*

Miembros estructurales formados o conformados en frío. Perfil fabricado a temperatura ambiente mediante plegadoras o dobladoras de láminas cortadas de bobinas o planchas (laminadas en caliente o en frío) o por el paso de bobinas o de láminas cortadas a través de perfiladoras o rodillos conformadores. *Cold-formed steel structural member †.*

Miembros, sección transversal, sección, perfil compuesto, perfil armado, perfil ensamblado. Miembro, sección transversal, sección o perfil fabricado que resulta de la unión soldada o apernada de elementos estructurales. De manera que trabajen en conjunto. *Built-up member; cross-section, section, shape.*

Módulo de sección efectivo. Módulo de sección modificado para tomar en cuenta el pandeo de los elementos esbeltos en compresión. *Effective section modulus.*

Módulo tangente. Para cualquier nivel de tensiones, la pendiente de la curva tensión - deformación de un material en el rango inelástico, tal como se determina en el ensayo a compresión de pequeños especímenes bajo condiciones controladas. *Tangent modulus.*

Momento de Fluencia o de primera fluencia. En un miembro solicitado a flexión, el momento para el cual la fibra extrema alcanza la tensión de fluencia. *Yield moment.*

Momento de inercia efectivo. Momento de inercia basado en los anchos efectivos de los elementos que pandean localmente. También, el momento de inercia usado en el diseño de miembros de sección mixta con acción mixta parcial. *Effective moment of inertia.*

Momento plástico. Momento resistente teórico de una sección que ha fluido completamente. *Plastic moment.*

Muro de corte †. Muro estructural que en su plano suministra al sistema estructural resistencia a las cargas laterales y estabilidad. *Shear wall.*

- Nomograma*. Gráfico para determinar el factor de longitud efectiva en columnas. *Alignment chart*.
- Pandeo* †. Estado límite de cambio repentino en la geometría de una estructura o de cualquiera de sus componentes en condición de carga crítica. *Buckling*.
- Pandeo del alma*. Estado límite de inestabilidad lateral de un alma. *Web buckling*.
- Pandeo flexotorsional* †. Modo de pandeo en el que un miembro comprimido simultáneamente se flexa y tuerce sin cambiar la forma de su sección transversal. *Flexural-torsional buckling*.
- Pandeo fuera del plano* †. Estado límite de una viga, columna o viga - columna que flexa alrededor de su eje mayor mientras que el pandeo lateral o pandeo lateral torsional no está impedido por ningún arriostamiento lateral. *Out-of-plane buckling*.
- Pandeo lateral torsional*. Modo de pandeo de un miembro en flexión, que involucra flecha perpendicular al plano de flexión (flecha lateral) simultáneamente con un giro alrededor del centro de corte de la sección transversal. *Lateral-torsional buckling*.
- Pandeo local* **. Estado límite de pandeo de un elemento en compresión de la sección transversal. *Local buckling*.
- Pandeo por corte*. Modo de pandeo en el cual un elemento tipo plancha, como el alma de una viga, se deforma en su plano cuando se aplica un corte puro. *Shear buckling*.
- Pandeo por flexión* †. Modo de pandeo en el cual un miembro en compresión flexa o pandea lateralmente sin torcerse, girar ni cambiar la forma de su sección transversal. *Flexural buckling*.
- Pandeo torsional*. Modo de pandeo en el cual un miembro comprimido gira alrededor del eje del centro de corte. *Torsional buckling*.
- Panel final o extremo*. Panel del alma con un panel adyacente de un solo lado. *End panel*.
- Par de fuerzas concentradas*. Dos fuerzas iguales y opuestas que solicitan un mismo lado del ala cargada, siendo ambas normales a esta ala. *Double-concentrate forces*.
- Paso*. Separación longitudinal medida centro a centro entre conectores consecutivos en una misma fila en la dirección de la fuerza que actúa en la conexión. *Pitch*.
- Perno de alta resistencia*. Conector conforme con ASTM A325, A325M, A490, A490M, F1852, F2280 o un conector alternativo según se permite en la Sección J3.1. *High-strength bolt*.
- Plancha de Amarre*. Plancha mediante la cual se unen dos componentes paralelos para formar un miembro compuesto, columna, viga o puntal rígidamente conectado a los componentes paralelos y diseñado para transmitir corte entre ellos. *Tie plate*.
- Plan de aseguramiento de la calidad (QAP)*. Programa en el cual la agencia o firma responsable para el aseguramiento de la calidad mantiene un detallados procedimientos de monitoreo y de inspección para asegurar concordancia con los documentos de construcción aprobados y otros estándares referidos. *Quality assurance plan*.
- Plancha de cubierta; cubreplacas*. Plancha que se aperna o suelda al ala de un miembro para incrementar el área de la sección transversal, módulo de sección o momento de inercia. *Cover plate*.

Plancha gusset o plancha de nodo. Plancha que se coloca en las conexiones de los enrejados para unir sus miembros o miembro en compresión (puntal) o arriostramiento a una viga o columna. *Gusset plate.*

Plancha diafragma. Plancha con rigidez y resistencia en el plano de corte usada para transferir las fuerzas a los elementos soportantes. *Diaphragm plate.*

Plancha o pletina de relleno. Plancha que usa para armar el espesor de un componente. *Filler.*

Plancha adosada. Plancha, o placa de refuerzo en el panel de una unión viga columna adosada y paralela al alma de una viga o columna para incrementar su resistencia a fuerzas concentradas. *Doubler.*

Planchas o pletinas de ajuste. Placas utilizadas para rellenar un espacio entre dos superficies de unión o de aplastamiento. *Shim.*

Planos de diseño. Documentos gráficos que muestren el diseño, ubicación, y dimensiones del trabajo. Estos documentos generalmente incluyen plantas, elevaciones, secciones, detalles, planificación, diagramas y notas. *Design drawings.*

Plastificación. En una conexión tubular HSS, el estado límite basado en la flexión fuera del plano del mecanismo de las líneas de fluencia por flexión en el cordón en la conexión de miembros de rama. *Plastification.*

Porcentaje de alargamiento. Medida de ductilidad determinada mediante ensayos a tracción, como la razón entre la máxima elongación de la longitud calibrada dividida por la longitud inicialmente calibrada expresada como un porcentaje. *Percent elongation.*

Presilla o, placas de refuerzo. Plancha diseñada para transmitir corte entre dos componentes paralelos de una columna o viga compuesta, a los cuales se conecta rígidamente. *Batten plate.*

Programa de control de la calidad (QCP). Programa en el cual el fabricante o el instalador, según corresponda, mantienen detallados procedimientos de fabricación, montaje e inspección para asegurar concordancia con los planos de diseño, especificaciones y otros estándares referidos. *Quality assurance plan.*

Protección activa contra el fuego. Materiales de construcción y sistemas que son activados por un incendio para mitigar los efectos adversos o para notificar a las personas de tomar acciones para mitigar los efectos adversos de un incendio. *Active fire protection.*

Punto de Fluencia †. Primera tensión en un material en el cual ocurre un incremento de las deformaciones sin un incremento en las tensiones como lo define ASTM. *B. Yield point.*

Raíz de la junta o unión. Porción de una junta a ser soldada donde los miembros están muy cerca uno de otros. *Root of joint.*

Raíz de la soldadura. Ver raíz de la junta. *Weld root.*

Re-entrante. En un corte o agujero de acceso a la soldadura, un corte en el cambio abrupto en la dirección en la cual la superficie expuesta es cóncava. *Reentrant.*

Refuerzo transversal, acero de refuerzo transversal. Acero de refuerzo en forma de estribos cerrados o alambre electro soldado que proporciona confinamiento al concreto que rodea al perfil de acero que constituye el núcleo de una columna mixta embonada. *Transverse reinforcement.*

- Refuerzo de soldadura de filete.* Soldadura de filete añadida a la soldadura de ranura. *Fillet weld reinforcement.*
- Rejilla.* Plancha, ángulo u otro perfil de acero, dispuestos en una configuración triangulada que se utiliza para unir y mantener juntos dos perfiles de aceros. *Lacing.*
- Relleno en viga.* En un sistema de piso mixto construido con losa colaborante, corresponde a la pieza estrecha fabricada de una lamina de acero que se usa como relleno entre los bordes de la plancha y el ala de una viga. *Girder filler.*
- Resistencia a flexión negativa.* Resistencia a flexión de una viga compuesta en regiones traccionadas en la zona superior debido a la flexión. *Negative flexural strength.*
- Resistencia a flexión positiva.* Resistencia a flexión de una viga compuesta en regiones comprimidas en la zona superior debido a la flexión. *Positive flexural strength.*
- Resistencia a la tracción (del material) †.* Tensión máxima a la tracción que un material es capaz de resistir como lo define ASTM I1.1. *Tensile strength (of material).*
- Resistencia a la tracción (del miembro).* Máxima fuerza de tracción que un miembro es capaz de resistir. *Tensile Strength (of member).*
- Resistencia a la tracción mínima especificada.* Límite inferior de la resistencia a tracción especificada para un material según lo define la ASTM. *Specified minimum tensile strength.*
- Resistencia admisible.* Resistencia nominal dividida por el factor de seguridad; R_n/Ω . *Allowable strength *†.*
- Resistencia al fuego.* Propiedad de ensamblajes que previenen o retardan el paso de excesivo calor, de gases calientes o de llamas bajo condiciones de uso y les permite continuar desempeñando una función estipulada. *Fire resistance.*
- Resistencia al pandeo.* Resistencia a estados límites de inestabilidad. *Buckling strength.*
- Resistencia de diseño, resistencia factorada.* Resistencia nominal multiplicada por el correspondiente factor de resistencia, ϕR_n . *Design strength.*
- Resistencia de fluencia †.* Tensión para la cual un material exhibe una desviación límite de la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, como lo define ASTM. *Yield strength.*
- Resistencia de ruptura.* Resistencia limitada por el rompimiento o desgarre de los miembros o de elementos de conexión. *Rupture strength.*
- Resistencia disponible.* Resistencia de diseño o resistencia admisible, según sea apropiado o pertinente. *Available strength. *†.*
- Resistencia inelástica.* Resistencia de una estructura o componente cuando se ha alcanzado la tensión de fluencia en suficientes ubicaciones para alcanzar el estado límite de resistencia. *Inelastic strength.*
- Resistencia nominal, resistencia teórica * †.* Resistencia calculada según las hipótesis y parámetros normativos correspondientes al agotamiento resistente, antes de aplicar ningún factor de reducción de resistencia. *Nominal strength.*
- Resistencia requerida.* Son las fuerzas, tensiones y deformaciones que actúan en el componente estructural, determinadas ya sea por un análisis estructural, para las combinaciones de car-

gas del método ASD o LRFD, según corresponda o las estipuladas en esta especificación.
Required strength.

Revestimiento. Cerramientos exteriores de una estructura. *Cladding.*

Rigidez. La resistencia a la deformación de un miembro o estructura medida como la razón entre la fuerza aplicada (o momento) dividida por el correspondiente desplazamiento (o rotación). *Stiffness.*

Rigidez Distorsional. Rigidez flexional fuera del plano del alma. *Distortional stiffness.*

Rigidez efectiva. La rigidez de un miembro calculada con los momentos de inercia efectivos de su sección transversal. *Effective stiffness.*

Rodillo de dilatación. Barra redonda de acero o rodillo de acero sobre el cual el miembro además de apoyarse puede rodar para adecuarse a las dilataciones térmicas. *Expansion roller.*

Ruptura por bloque de corte. En una conexión, estado límite de ruptura por tracción en un plano y de fluencia o ruptura por corte en el otro plano. *Block shear rupture.*

Ruptura por corte y tracción. En un perno, el estado límite de ruptura debido a las fuerzas de tracción y corte simultáneamente. *Tension and shear rupture.*

Sección compacta. Sección transversal capaz de desarrollar totalmente la distribución de las tensiones plásticas antes de experimentar pandeo local. *Compact section.*

Sección con elementos esbeltos. Sección transversal que posee elementos de placa con suficiente esbeltez como para que ocurra pandeo local en el rango elástico. *Slender-element section.*

Sección no compacta. Sección que puede desarrollar tensiones de fluencias en compresión antes de que ocurra el pandeo local, pero que no puede desarrollar una capacidad de rotación de tres. *Non compact section.*

Sección plegada. Ver miembro estructural formado en frío. *Formed section.*

Sectorización. Cierre de un espacio en un edificio con componentes que tengan una resistencia específica al fuego. *Compartmentation.*

Sistema de arriostramiento vertical. Sistema de muros estructurales, pórticos arriostrados o ambos, extendidos en uno o mas pisos de una edificación. *Vertical bracing system.*

Sistema estructural. Un ensamblaje de componentes unidos para resistir cargas, cuya unión suministrar interacción o interdependencia. *Structural system.*

Sistema resistente a fuerzas laterales. Sistema estructural diseñado para resistir las cargas laterales y suministrar estabilidad a la estructura como un todo. *Lateral force resisting system.*

Socavación. Una entalladura que resulta de la fusión y retiro del metal base en los bordes de la soldadura. *Undercut.*

Soldadura de filete. Soldadura de sección transversal aproximadamente triangular que une las superficies de dos elementos que se traslapan o intersectan. *Fillet weld.*

Soldadura de tope o canal. Soldadura efectuada en la ranura entre dos elementos de conexión. *Grove weld.*

Soldadura de ranura. Soldadura efectuada en un agujero alargado fundiendo un elemento en otro. *Slot weld.*

Soldadura de tope abocinada, o acampanada. Soldadura de ranura que une un miembro con superficie curva en contacto con un miembro plano. *Flare bevel groove weld.*

Soldadura de tope en V. Soldadura en una ranura formada por dos miembros con superficies curvas. *Flare V-groove weld.*

Soldadura de tope de penetración completa. Soldadura de ranura que se extiende en todo el espesor de la unión, excepto como se permite en las conexiones tubulares HSS. *Complete-joint - penetration groove weld (CJP).*

Soldadura de remate. Longitud de la soldadura de filete que continúa alrededor de una esquina en el mismo plano. *End return.*

Soldadura de tapón. Una soldadura circular efectuada a través de un agujero en una pieza a fin de unir por fusión ambos elementos. *Plug weld.*

Subestructura. Subconjunto o porción de un sistema estructural.

Superficie de acabado. Superficies fabricadas con un valor para la altura de la rugosidad medido de acuerdo con ANSI/ASME B46.1 igual o menor que 500. *Finished surface.*

Superficie de contacto o de unión. Superficie de contacto de los elementos de conexión que transmiten una fuerza cortante. *Faying surface.*

Superficie de desgarre del concreto. Es la superficie que delimita un volumen de concreto alrededor de un perno de anclaje de acero, que separa a éste del resto del concreto. *Concrete breakout surface.*

Tasa de liberación de calor. Tasa a la cual la energía térmica es generada por un material quemándose. *Heat release rate.*

Temperaturas elevadas. Condiciones de calor experimentadas por los elementos de los edificios o estructuras como resultado de un incendio en el que se exceden las condiciones ambientales anticipadas. *Elevated Temperatures.*

Tenacidad al entalle. Energía absorbida medida a una temperatura especificada en el ensayo Charpy de entalladora en V. *Notch toughness.*

Tensión o esfuerzo admisible.* Resistencia admisible dividida por la propiedad de la sección que corresponda, por ejemplo el módulo de sección o el área de la sección transversal. *Allowable stress.*

Tensión de fluencia †. Término genérico que denota punto de fluencia o tensión de fluencia, como sea apropiado para el material. *Yield stress.*

Tensión de fluencia mínima especificada †. Límite inferior de las tensiones de fluencia especificadas para un material como lo define la ASTM. *Specified minimum yield stress.*

Tensión o esfuerzo disponible. Tensión de diseño o tensión admisible, según sea apropiado. *Available stress**

Tensión umbral de fatiga. Rango de tensiones bajo el cual no se inicia el agrietamiento por fatiga, independientemente del número de ciclos de carga. *Fatigue threshold.*

Tensión, esfuerzo. Fuerza por unidad de área causada por fuerza axial, momento, corte o torsión. *Stress.*

Tensiones residuales. Son las tensiones remanentes en un miembro descargado después que ha sido producido. Ejemplo de tales tensiones incluyen, pero no están limitadas a, las inducidas como consecuencia de tratamientos térmicos, mecánicos o combinaciones de éstos. *Residual stress.*

Pie del filete. Punto de unión de la cara del filete de soldadura y el metal base. Punto tangente del filete de una sección laminada. *Toe of fillet.*

Torsión de Saint Venant. Es la porción de torsión inducida solamente por las tensiones de corte en el miembro. También se le denomina torsión uniforme. *St. Venant Torsion.*

Torsión por alabeo. La parte de la resistencia a la torsión que es suministrada por la resistencia al alabeo de la sección transversal. *Warping torsion.*

Tubería. Ver HSS. *Tubing.*

Tubo. Ver HSS. *Pipe.*

Tubos, secciones tubulares. Sección cuadrada, rectangular o redonda hueca de acero estructural producida según las especificaciones para tubos o productos de tuberías. *HSS.*

Unión. Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes. Se clasifican por el tipo de conector o soldadura utilizada y el método de transferencia de fuerza. *Joint †.*

Viga. Miembro estructural nominalmente horizontal cuya función principal es resistir momentos flectores. *Beam.*

Viga fabricada o armada. *Plate girder.*

Viga-columna. Miembro estructural cuya función principal es resistir tanto fuerza axial como momento flector. *Beam-column.*

Viga compuesta. Viga estructural de acero en contacto con y actuando conjuntamente a una losa de hormigón armado. *Composite beam.*

Zona del panel. Es la parte del nodo viga - columna constituida por el área rectangular del alma de la columna en su intersección con la viga, circunscrita por las alas de la columna y las planchas de continuidad. La transmisión de momento es a través del corte en la zona del panel. *Panel zone.*

CAPÍTULO A

DISPOSICIONES GENERALES

Este capítulo establece el alcance de la Especificación, resume las especificaciones a las cuales se hace referencia, códigos y estándares de diseño, y entrega los requisitos para los materiales y documentos relacionados con el diseño estructural.

El capítulo esta organizado de la siguiente manera:

- A1. Alcance
- A2. Referencias: Especificaciones, códigos y estándares de diseño
- A3. Materiales
- A4. Planos de Diseño de Estructuras y Especificaciones

A1. ALCANCE

La *Especificación para Edificios de Acero* (ANSI/AISC 360), en lo sucesivo referida simplemente como la Especificación, se aplicará al diseño de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando en estructuras compuestas con concreto armado, en los cuales los componentes de acero se definen en el *AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, Sección 2.1, en lo sucesivo referida como el *Code of Standard Practice*.

Esta Especificación incluye los Símbolos, el Glosario, los Capítulos A al N, y Anexos 1 a 8. Los Comentarios y las Notas intercaladas en el documento, no son parte de la Especificación.

Nota: Las notas pretenden dar una guía práctica y concisa para la aplicación de las disposiciones.

Esta Especificación establece criterios para el diseño, fabricación y el montaje de edificios de acero estructural y otras estructuras, donde otras estructuras se definen como aquellas estructuras diseñadas, fabricadas y montadas de manera similar al de edificios, indicando de esta manera que sus elementos resistentes a cargas verticales y laterales son similares a los sistemas resistentes de los edificios.

En caso de que esta Especificación haga referencia al código de construcción aplicable, y dicho código no existiera, las cargas, combinaciones de carga, limitaciones de sistema, y requerimientos de diseño en general serán los establecidos en ASCE/SEI 7.

Cuando dichas condiciones no son cubiertas por esta Especificación, se permite que el diseño se realice basado en ensayos o análisis, con la condición que sean aprobados por la autoridad competente. Se permite el uso de métodos alternativos de análisis y diseño, en la medida que tales métodos sean aceptados por la autoridad competente.

Nota: Para el diseño de miembros estructurales, que no correspondan a secciones tubulares HSS, que corresponden a secciones conformadas en frío, cuyos espesores son inferiores a 2,5 cm (25 mm.), se recomienda aplicar las disposiciones *AISI North American Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members*.

1. Aplicaciones Sísmoresistentes

El código *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (ANSI-AISC 341) deberá ser aplicado en el diseño de sistemas sismorresistentes de acero estructural o de acero estructural actuando en combinación con hormigón armado, a menos que sea específicamente exento por el código de construcción aplicable.

Nota: ASCE/SEI 7 (Tabla 12.2-1, Item H) específicamente exime algunos sistemas de acero estructural, pero no exime los sistemas compuestos, en categorías de diseño B y C si son diseñadas de acuerdo con la especificación y las *cargas* sísmicas obtenidas a partir del uso de un *factor de modificación de respuesta*, *R*, de 3. Para la categoría de diseño sísmico A, ASCE/SEI 7 especifica cargas laterales para ser usadas como cargas sísmicas y sus efectos, sin embargo estos cálculos no involucran el uso de un factor *R*. De esta manera, en la categoría de diseño sísmico A no es necesario definir un sistema sismorresistente que cumpla requerimientos especiales y las *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* no se aplican.

Las disposiciones del Anexo 1 de esta Especificación no se deben aplicar al diseño sísmico de edificios ni a otras estructuras.

2. Aplicaciones Nucleares

El diseño, fabricación y montaje de estructuras nucleares deberá satisfacer, además de las disposiciones de esta Especificación, los requisitos de la *Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities* (ANSI-AISC N690).

A2. REFERENCIAS: ESPECIFICACIONES, CODIGOS Y ESTANDARES DE DISEÑO

Las siguientes especificaciones, códigos y estándares son referidos en esta especificación.

ACI International (ACI)

ACI 318-08 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

ACI 318M-08 *Metric Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

ACI 349-06 *Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary*

American Institute of Steel Construction (AISC)

AISC 303-10 *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*

ANSI/AISC 341-10 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*

ANSI/AISC N690-06 Specification for Safety-Related Steel Structures for Nuclear Facilities
American Society of Civil Engineers (ASCE)

ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

ASCE/SEI/SFPE29-05 Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection

American Society of Mechanical Engineers (ASME)

ASME B18.2.6-06 Fasteners for Use in Structural Applications

ASME B46.1-02 Surface Texture, Surface Roughness, Waviness, and Lay

American Society for Nondestructive Testing (ASNT)

ANSI/ASNT CP-189-2006 Standard for Qualification and Certification of Nondestructive Testing Personnel

Recommended Practice No. SNT-TC-1A-2006 Personnel Qualification and Certification in Nondestructive Testing

ASTM International (ASTM)

A6/A6M-09 Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling

A36/A36M-08 Standard Specification for Carbon Structural Steel

A53/A53M-07 Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless

A193/A193M-08b Standard Specification for Alloy-Steel and Stainless Steel Bolting Materials for High Temperature or High Pressure Service and Other Special Purpose Applications

A194/A194M-09 Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts for Bolts for High Pressure or High Temperature Service, or Both

A216/A216M-08 Standard Specification for Steel Castings, Carbon, Suitable for Fusion Welding, for High Temperature Service

A242/A242M-04(2009) Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel

A283/A283M-03(2007) Standard Specification for Low and Intermediate Tensile Strength Carbon Steel Plates

A307-07b Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60,000 PSI Tensile Strength

A325-09 Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength

A325M-09 Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated 830 MPa Minimum Tensile Strength (Metric)

A354-07a Standard Specification for Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs, and Other Externally Threaded Fasteners

A370-09 Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A449-07b *Standard Specification for Hex Cap Screws, Bolts and Studs, Steel, Heat Treated, 120/105/90 ksi Minimum Tensile Strength, General Use*

A490-08b *Standard Specification for Heat-Treated Steel Structural Bolts, Alloy Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength*

A490M-08 *Standard Specification for High-Strength Steel Bolts, Classes 10.9 and 10.9.3, for Structural Steel Joints (Metric)*

A500/A500M-07 *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes*

A501-07 *Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing*

A502-03 *Standard Specification for Steel Structural Rivets, Steel, Structural*

A514/A514M-05 *Standard Specification for High-Yield Strength, Quenched and Tempered Alloy Steel Plate, Suitable for Welding*

A529/A529M-05 *Standard Specification for High-Strength Carbon-Manganese Steel of Structural Quality*

A563-07a *Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts*

A563M-07 *Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts [Metric]*

A568/A568M-09 *Standard Specification for Steel, Sheet, Carbon, Structural, and High-Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, General Requirements for A572/A572M-07 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel*

A588/A588M-05 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance*

A606/A606M-09 *Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, High-Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, with Improved Atmospheric Corrosion Resistance*

A618/A618M-04 *Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless High-Strength Low-Alloy Structural Tubing*

A668/A668M-04 *Standard Specification for Steel Forgings, Carbon and Alloy, for General Industrial Use*

A673/A673M-04 *Standard Specification for Sampling Procedure for Impact Testing of Structural Steel*

A709/A709M-09 *Standard Specification for Structural Steel for Bridges*

A751-08 *Standard Test Methods, Practices, and Terminology for Chemical Analysis of Steel Products*

A847/A847M-05 *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless High-Strength, Low-Alloy Structural Tubing with Improved Atmospheric Corrosion Resistance*

A852/A852M-03(2007) *Standard Specification for Quenched and Tempered Low-Alloy Structural Steel Plate with 70 ksi [485 MPa] Minimum Yield Strength to 4 in. [100 mm] Thick*

A913/A913M-07 *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Steel Shapes of Structural Quality, Produced by Quenching and Self-Tempering Process (QST)*

A992/A992M-06a *Standard Specification for Structural Steel Shapes*

User Note: ASTM A992 is the most commonly referenced specification for W-shapes.

A1011/A1011M-09a *Standard Specification for Steel, Sheet and Strip, Hot-Rolled, Carbon, Structural, High-Strength Low-Alloy, High-Strength Low-Alloy with Improved Formability, and Ultra-High Strength*

A1043/A1043M-05 *Standard Specification for Structural Steel with Low Yield to Tensile Ratio for Use in Buildings*

C567-05a *Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete*

E119-08a *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*

E165-02 *Standard Test Method for Liquid Penetrant Examination*

E709-08 *Standard Guide for Magnetic Particle Examination*

F436-09 *Standard Specification for Hardened Steel Washers*

F436M-09 *Standard Specification for Hardened Steel Washers (Metric)*

F606-07 *Standard Test Methods for Determining the Mechanical Properties of Externally and Internally Threaded Fasteners, Washers, Direct Tension Indicators, and Rivets*

F606M-07 *Standard Test Methods for Determining the Mechanical Properties of Externally and Internally Threaded Fasteners, Washers, and Rivets (Metric)*

F844-07a *Standard Specification for Washers, Steel, Plain (Flat), Unhardened for General Use*

F959-09 *Standard Specification for Compressible-Washer-Type Direct Tension Indicators for Use with Structural Fasteners*

F959M-07 *Standard Specification for Compressible-Washer-Type Direct Tension Indicators for Use with Structural Fasteners (Metric)*

F1554-07a *Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105 ksi Yield Strength*

User Note: ASTM F1554 is the most commonly referenced specification for anchor rods. Grade and weldability must be specified.

F1852-08 *Standard Specification for “Twist-Off” Type Tension Control Structural Bolt/Nut/Washer Assemblies, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength*

F2280-08 *Standard Specification for “Twist Off” Type Tension Control Structural Bolt/Nut/Washer Assemblies, Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength*

American Welding Society (AWS)

AWS A5.1/A5.1M-2004 *Specification for Carbon Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding*

AWS A5.5/A5.5M-2004 Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding

AWS A5.17/A5.17M-1997 (R2007) Specification for Carbon Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding

AWS A5.18/A5.18M-2005 Specification for Carbon Steel Electrodes and Rods for Gas Shielded Arc Welding

AWS A5.20/A5.20M-2005 Specification for Carbon Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding

AWS A5.23/A5.23M-2007 Specification for Low-Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding

AWS A5.25/A5.25M-1997 (R2009) Specification for Carbon and Low-Alloy Steel Electrodes and Fluxes for Electroslag Welding

AWS A5.26/A5.26M-1997 (R2009) Specification for Carbon and Low-Alloy Steel Electrodes for Electrogas Welding

AWS A5.28/A5.28M-2005 Specification for Low-Alloy Steel Electrodes and Rods for Gas Shielded Arc Welding

AWS A5.29/A5.29M-2005 Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Flux Cored Arc Welding

AWS A5.32/A5.32M-1997 (R2007) Specification for Welding Shielding Gases

AWS B5.1-2003 Specification for the Qualification of Welding Inspectors

AWS D1.1/D1.1M-2010 Structural Welding Code—Steel

AWS D1.3 -2008 Structural Welding Code—Sheet Steel

Research Council on Structural Connections (RCSC)

Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts, 2009

A3. MATERIAL

1. Materiales para Acero Estructural

Los informes de ensayos de materiales realizados por el fabricante o por un laboratorio de ensayos serán considerados evidencia suficiente mientras se realicen de acuerdo con los estándares de la norma ASTM, especificados en la lista de la Sección A3.1a. En el caso de perfiles laminados en caliente, planchas y barras, los ensayos deberán realizarse de acuerdo con lo especificado en la norma ASTM A6/A6M; para láminas, los ensayos deberán realizarse de acuerdo con lo especificado en la norma A568/A568M; para tubos y cañerías, los ensayos deberán realizarse de acuerdo con el estándar ASTM de la lista anterior que sea aplicable.

1a. Designaciones ASTM

Productos de acero en conformidad con alguna de las siguientes especificaciones ASTM son aceptables para ser usados con esta especificación.

(1) Perfiles Estructurales Laminados en Caliente

ASTM A36/A36M
ASTM A529/A529M
ASTM A572/A572M
ASTM A588/A588M
ASTM A709/A709M
ASTM A913/A913M
ASTM A992/A992M
ASTM A1043/A1043M

(2) Tubos Estructurales

ASTM A500
ASTM A501
ASTM A618/A618M
ASTM A847/A847M

(3) Cañerías

ASTM A53/A53M, Gr. B

(4) Planchas

ASTM A36/A36M
ASTM A242/A242M
ASTM A283/A283M
ASTM A514/A514M
ASTM A529/A529M
ASTM A572/A572M
ASTM A588/A588M
ASTM A709/A709M
ASTM A852/A852M
ASTM A1011/A1011M
ASTM A1043/A1043M

(5) Barras

ASTM A36/A36M
ASTM A529/A529M
ASTM A572/A572M
ASTM A709/A709M

(6) Laminas

ASTM A606/A606M

ASTM A1011/A1011M SS, HSLAS, AND HSLAS-F

1b. Acero No Identificado

El acero no identificado, libre de defectos nocivos, puede ser usado solo para miembros o detalles cuya falla no reduzca la resistencia de la estructura, ya sea local o globalmente, ni alterar las condiciones de servicio. Dicho uso debe estar sujeto a la aprobación del ingeniero revisor.

Nota: El acero no identificado puede ser empleado en detalles donde no es de importancia precisar las propiedades físicas y de soldabilidad. Por lo común corresponden a piezas de borde, lanas de nivelación y otras similares.

1c. Perfiles Laminados Pesados

Los perfiles laminados en caliente de acero calidad ASTM A6/A6M, con espesores de ala mayores de 2" (50 mm.) son considerados perfiles laminados pesados. Los perfiles laminados pesados usados como miembros sujetos a fuerzas primarias (calculadas) de tracción, debido a solicitaciones de tracción o flexión, empalmados o conectados mediante soldadura de tope de penetración completa, fundida a través del ala, o del ala y el alma deberán ser especificados como se explica a continuación. Los documentos de diseño estructural requerirán que tales perfiles sean entregados previamente ensayados al impacto mediante el ensayo de muesca en V de Charpy (CVN), de acuerdo con el estándar ASTM A6/A6M, *Supplementary Requirements S30, Charpy V Notch Impact Tests for Structural Shapes – Alternate Core Location*. El ensayo de impacto deberá satisfacer un promedio mínimo de 20 libras-pie (27J) de energía absorbida a una temperatura máxima de +70°F (21°C).

Los requisitos anteriores no se aplican a empalmes y conexiones apernadas. Donde una sección laminada en caliente es soldada a la superficie de otra sección mediante soldaduras de tope, los requisitos anteriores se aplican solo a la sección que presenta soldadura a través de su sección transversal completa.

Nota: Requisitos adicionales para uniones de perfiles laminados pesados se dan en las Secciones J1.5, J1.6, J2.7, y M2.2.

1d. Perfiles Fabricados Pesados

Las secciones fabricadas con planchas gruesas de espesores superiores a 2" (50 mm.) son considerados perfiles fabricados pesados. Los perfiles fabricados pesados usados como miembros sujetos a fuerzas primarias (calculadas) de tracción, debido a solicitaciones de tracción o flexión, empalmados o conectados mediante soldadura a tope de penetración completa, fundida en todo el espesor del miembro, deberán ser especificadas como se explica a continuación. Los documentos de diseño estructural requerirán que tales per-

files sean entregados previamente ensayados al impacto mediante el ensayo de muesca en V de Charpy (CVN), de acuerdo con el estándar ASTM A6/A6M, Supplementary Requirements S5, Charpy V Notch Impact Tests. El ensayo de impacto deberá realizarse de acuerdo con el estándar ASTM A673/A673M, frecuencia P, y deberán satisfacer un promedio mínimo de 20 libras-pie (27J) de energía absorbida a una temperatura máxima de +70°F (21°C).

Los requisitos anteriores se aplican también a secciones fabricadas de planchas de espesor mayor de 2" (50 mm.), que estén soldadas mediante soldadura a tope de penetración completa a la cara de otras secciones.

Nota: Requisitos adicionales para uniones de perfiles fabricados pesados se dan en las Secciones J1.5, J1.6, J2.6, y M2.2.

2. Aceros Fundidos y Forjados

El acero fundido debe satisfacer el estándar ASTM A216/A216M, Gr. WCB con requisitos adicionales S11. El acero forjado debe satisfacer el estándar ASTM A668/A668M. Los informes obtenidos de ensayos realizados de acuerdo con las referencias mencionadas anteriormente constituirán evidencia suficiente para satisfacer los estándares mencionados.

3. Pernos, golillas y tuercas

El material de pernos, golillas y tuercas sujeto a las siguientes especificaciones ASTM es aceptable de ser usados de acuerdo con esta especificación.

(1) Pernos

ASTM A307

ASTM A325

ASTM A325M

ASTM A354

ASTM A449

ASTM A490

ASTM A490M

ASTM F1852

ASTM F2280

(2) Tuercas

ASTM A194/A194M

ASTM A563

ASTM A563M

(3) Golillas

ASTM F436

ASTM F436M

ASTM F844

(4) Golillas Compresibles de Indicación de Tensión Directa

ASTM F959

ASTM F959M

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

4. Barras de Anclaje y Barras con Hilo

El material de las barras de anclaje y las barras con hilo fabricado de acuerdo con una de las siguientes especificaciones ASTM es aceptable para ser usado con esta especificación:

ASTM A36/A36M

ASTM A193/A193M

ASTM A354

ASTM A449

ASTM A572/A572M

ASTM A588/A588M

ASTM F1554

Nota: De acuerdo con esta especificación, el material de preferencia para ser usado en pernos de anclaje es el ASTM F1554.

Para barras de anclaje de alta resistencia y barras con hilo, cualquiera sea el diámetro, el acero A449 es aceptable por esta especificación.

Los hilos en barras de anclaje y barras con hilo deberán satisfacer las Series ASME B18.2.6 de Estándares Unificados y tendrá las tolerancias de la Clase 2A.

La certificación del fabricante será suficiente evidencia de conformidad de los estándares.

5. Insumos para Soldaduras

El metal de relleno y revestimiento deberán satisfacer una de las siguientes especificaciones de la American Welding Society:

AWS A5.1

AWS A5.5

AWS A5.17/A5.17M

AWS	A5.18
AWS	A5.20
AWS	A5.23/A5.23M
AWS	A5.25/A5.25M
AWS	A5.26/A5.26M
AWS	A5.28
AWS	A5.29
AWS	A5.32/A5.32M

La certificación del fabricante será suficiente evidencia de conformidad de los estándares. El metal de aporte y los flujos son apropiados para la aplicación propuesta.

6. Conectores de Corte Embebidos

Los conectores de acero para transferir el corte, deberán satisfacer los requisitos del *Structural Welding Code-Steel* (AWS D1.1/D1.1M)

La certificación del fabricante será suficiente evidencia de conformidad con AWS D1.1/D1.1M.

A4. PLANOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES PARA ESTRUCTURAS

Los planos de diseño estructural y las especificaciones deberán satisfacer los requisitos del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*.

Nota: Las disposiciones de esta especificación contienen información que deben ser indicada en los planos de diseño. Esto incluye:

Sección A3.1c Perfiles laminados pesados donde se requiere realizar alternativamente el ensayo de dureza de Charpy (CVN) en la intersección ala-alma

Sección A3.1d Perfiles fabricados pesados donde se requiere una dureza CVN,

Sección J3.1 En conexiones que usan pernos pretensados.

Otras informaciones adicionales necesarias en la fabricación o montaje que deben ser incluidos en los planos de diseño incluyen:

Requisitos de detalles relativos de ensayos no destructivos a fatiga (Apéndice 3; Tabla A3.1, Casos 5.1 a 5.4)

Categoría de riesgo (Capítulo N)

Indicación de soldaduras de penetración completa sujetas a tensión (Capítulo N)

CAPÍTULO B

REQUISITOS DE DISEÑO

Los requisitos generales para el análisis y diseño de estructuras de acero, aplicables a todos los capítulos de esta especificación, se presentan en este capítulo.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- B1. Disposiciones generales
- B2. Cargas y Combinaciones de Cargas
- B3. Bases de Diseño
- B4. Propiedades de secciones.
- B5. Fabricación, Montaje
- B6. Control de calidad y aseguramiento de calidad
- B7. Evaluación de Estructuras Existentes

B1. DISPOSICIONES GENERALES

El diseño de miembros y conexiones deberá ser consistente con el comportamiento que se espera que tenga el sistema estructural y las hipótesis hechas en el análisis. A menos que exista una restricción impuesta por la normativa de edificación que corresponda, puede dotarse de resistencia y estabilidad a la estructura mediante cualquier combinación de miembros y conexiones.

B2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas y combinaciones de cargas serán definidas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación las cargas y combinaciones de cargas, serán las estipuladas en el estándar SEI/ASCE 7. Para propósitos de diseño, las cargas nominales serán aquellas estipuladas en la normativa de edificación aplicable.

Nota. Cuando se use ASCE/SEI 7, para el diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD), se aplica las combinaciones de SEI/ASCE 7 Sección 2.3. Para diseño de acuerdo con sección B3.4 (ASD), se aplica las combinaciones de ASCE/ SEI 7 Sección 2.4.

B3. BASE DE DISEÑO

El Diseño se realizará de acuerdo con las disposiciones del método *Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia* (LRFD) o a las disposiciones del método *Diseño en Base a Resistencias Admisibles* (ASD).

1. Resistencia Requerida

La resistencia requerida de los miembros estructurales y conexiones será determinada mediante análisis estructural para las combinaciones de carga que corresponda según se indica en la Sección B2

Se acepta realizar el diseño mediante análisis elástico, inelástico o plástico. Las disposiciones para el análisis inelástico o plástico se estipulan en el Anexo 1, Diseño mediante Análisis Inelástico.

2. Estados Límites

El diseño estará basado en el principio que cuando la estructura es sometida a las combinaciones de carga apropiadas, ningún estado límite aplicable, resistente o de servicio será excedido.

Los requerimientos de diseño en integridad estructural del código de construcción aplicable deberán estar basados en resistencias nominales, en lugar de resistencias de diseño (LRFD) o resistencias admisibles (ASD) a menos que sea señalado de otra forma en el código de construcción aplicable. Los estados límites para conexiones basados en deformaciones límites o fluencia de los componentes de la conexión no necesitan ser considerados para cumplir los requerimientos de integridad estructural.

Con el propósito de satisfacer las disposiciones de integridad estructural del código de construcción aplicable, los pernos tipo de aplastamiento con agujeros de ranura corta paralelos a la dirección de la carga de tracción son permitidos, y se debe suponer que se ubican al borde de la ranura.

3. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

El diseño de acuerdo con las disposiciones de Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia (LRFD) satisface los requisitos de esta Especificación cuando la *resistencia de diseño* de cada componente estructural es mayor o igual a la *resistencia requerida* determinada de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD. Se aplican todas las disposiciones de esta Especificación excepto las de la Sección B3.4.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación B3-1:

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad (\text{B3-1})$$

donde:

R_u = resistencia requerida (LRFD)

R_n = resistencia nominal, según se especifica en los Capítulos B a K

ϕ = factor de resistencia, según se especifica en los Capítulos B a K

ϕR_n = resistencia de diseño

4. Diseño por Resistencia Usando Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD)

El diseño de acuerdo con las disposiciones de Diseño en Base a Resistencias Admisibles (ASD) satisface los requisitos de esta Especificación cuando la resistencia admisible de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga ASD. Se aplican todas las disposiciones de esta Especificación excepto las de la Sección B3.3.

El diseño se realizará de acuerdo con la ecuación B3-2:

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (B3-2)$$

donde:

R_a = resistencia requerida (ASD)

R_n = resistencia nominal, según se especifica en los Capítulos B a K

Ω = factor de seguridad, según se especifica en los Capítulos B a K

R_n / Ω = resistencia admisible

5. Diseño por Estabilidad

La estabilidad de la estructura y sus miembros se determinará de acuerdo con el Capítulo C.

6. Diseño de Conexiones

Los miembros de conexión se diseñarán de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos J y K. Las fuerzas y deformaciones de diseño deberán ser consistentes con el desempeño esperado de la unión y las hipótesis del análisis estructural. Se permite que las deformaciones inelásticas tengan límites autoimpuestos. Los puntos de apoyo en vigas, vigas fabricadas, y enrejados deben restringirse contra la rotación en torno a su eje longitudinal, a menos que se demuestre mediante análisis que dicha restricción no es requerida.

Nota. La Sección 3.1.2 del *Code of Standard Practice* aporta información necesaria en el diseño de conexiones.

6a. Conexiones Simples

Una conexión simple transmite momentos de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las conexiones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan. La conexión simple tendrá una capacidad de rotación suficiente para acomodar las rotaciones determinadas por el análisis de la estructura.

6b. Conexiones de Momento

Se permite dos tipos de conexiones de momento, denominadas: completamente restringidas y parcialmente restringidas, tal como se explica a continuación.

(a) *Conexiones de Momento, Completamente Restringidas (FR)*

Una conexión de momento completamente restringida (FR) transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una conexión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes.

(b) *Conexiones de Momento, Parcialmente Restringidas (PR)*

Una conexión de momento parcialmente restringida (PR) transmite momento pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza deformación de la conexión debe ser incluida. Las curvas características de las conexiones PR que se usen, deberán encontrarse documentadas en la literatura técnica o en su defecto ser determinadas mediante métodos analíticos o experimentales. Los miembros componentes de una conexión PR deberán tener suficiente resistencia rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.

7. Redistribución de momento en vigas

La resistencia requerida a flexión en vigas elaboradas a partir de secciones compactas, tal como se define en B4.1 y que satisfacen las longitudes no arriostradas de la Sección F13.5, pueden ser tomadas como nueve decimos de los momentos negativos en los puntos de apoyo, producidos por la carga gravitacional, y determinados de acuerdo con un análisis elástico que satisfaga los requisitos del Capítulo C, cuidando de que el máximo momento positivo se incremente en un decimo del momento negativo promedio determinado por un análisis elástico. Esta reducción no es permitida para momentos en secciones en las cuales F_y excede 4570 kgf/cm^2 (450 MPa), para momentos producidos por cargas en voladizo, o en el diseño de conexiones de momento parcialmente restringidas (PR), ni para el diseño mediante análisis inelástico según las disposiciones del Apéndice 1. Esta reducción es permitida para el diseño de acuerdo con las Secciones B3.3 (LRFD) y B3.4 (ASD). La resistencia axial requerida no puede exceder $0,15\phi_c F_y A_g$ para LRFD o $0,15F_y A_g / \Omega_c$ para ASD, donde ϕ_c y Ω_c son determinados de acuerdo con la Sección E1, A_g = área bruta de la sección, cm^2 (mm^2) y F_y = tensión de tracción mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

8. Diafragmas y colectores

Los diafragmas y colectores deben de ser diseñados para las fuerzas que resulten de las cargas estipuladas en Sección B2. Ellos deben ser diseñados en conformidad con las disposiciones de los Capítulos C al Capítulo K, según sean aplicables.

9. Diseño para Condiciones de Servicio

La estructura, sus miembros individuales y sus conexiones deberán ser verificados para las condiciones de servicio. Los requisitos para el diseño en condiciones de servicio se presentan en el Capítulo L.

10. Diseño para Empozamiento

El sistema de techo será revisado durante el proceso de análisis estructural para garantizar una resistencia y estabilidad adecuada bajo condiciones de acumulación de agua, a menos que se disponga una pendiente del techo de al menos un 2% (20 mm por metro) en la dirección de los puntos de drenaje o se disponga de un adecuado sistema de drenaje para prevenir la acumulación de agua.

Ver Anexo 2: Diseño para Empozamiento, por métodos de evitar la acumulación de agua.

11. Diseño a Fatiga

En los miembros y sus conexiones sometidos a cargas repetidas deberá verificarse el diseño a fatiga, de acuerdo con el Anexo 3, Diseño para Fatiga. No es necesario verificar el diseño a fatiga en el caso de sismo o viento en edificaciones diseñadas adecuadamente para resistir cargas laterales ni en las componentes de los miembros de cierre de estas edificaciones.

12. Diseño para Condiciones de Incendio

El Anexo 4, Diseño Estructural para Condiciones de Incendio, presenta dos métodos de diseño: Análisis y Ensayos de Calificación. La compatibilidad con los requisitos para protección contra incendios de las normativas de edificación aplicable deberá ser analizada juiciosamente respecto de los requisitos de esta sección y del Anexo 4.

Lo señalado en esta sección no pretende crear o producir requisitos contractuales en los registros de ingeniería del responsable del diseño estructural o cualquier otro miembro del equipo de diseño.

Nota. La calificación del diseño mediante ensayos es el método especificado en la mayoría de las normativas de edificación. Tradicionalmente, en la mayoría de los proyectos en los cuales el arquitecto es el profesional encargado, el ha sido el responsable de especificar y coordinar los requisitos de protección contra el fuego. El Diseño mediante Análisis de Ingeniería es un nuevo enfoque para dar protección contra el fuego. La designación de la(s) persona(s) responsable(s) para el diseño contra incendio es una materia de tipo contractual que debe ser resuelta en cada proyecto.

13. Diseño para Efectos de la Corrosión

Cuando la corrosión puede afectar la resistencia o la condición de servicio de una estructura, las componentes estructurales serán diseñadas para tolerar la corrosión o en su defecto deberán ser protegidas contra ella.

14. Anclaje al hormigón

El anclaje entre el acero y el hormigón actuando conjuntamente debe ser diseñado de acuerdo con el Capítulo I. El diseño de bases de columnas y de pernos de anclaje debe ser de acuerdo con el Capítulo J.

B4. PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

1. Clasificación de las secciones según pandeo local.

Para compresión, las secciones se clasifican como no esbeltas o *esbeltas*. Para elementos con una sección no esbelta, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder los valores λ_r , de la tabla B4.1a. Si la razón ancho espesor de cualquier elemento en compresión excede el valor λ_r , la sección se considera esbelta.

Para flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, sus alas deben de estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder la razón ancho-espesor λ_p de la tabla B4.1b. Si la razón ancho espesor de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r de la tabla B4.1b, la sección se denomina no compacta. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como esbelta.

1a. Elementos No Atiesados

Para elementos *no atiesados*, apoyados en un lado paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se define como se indica a continuación:

- En alas de secciones I y T, el ancho es la mitad del ancho total del ala, bf.
- Para alas de ángulos, canales y secciones zeta, el ancho es el ancho nominal completo.
- Para planchas, el ancho es la distancia desde el borde libre hasta la primera línea de conectores o soldadura.
- Para almas de secciones T, d es la profundidad nominal total de la sección

Nota. En la Tabla B4.1 se representa gráficamente las dimensiones de los miembros no atiesados.

1b. Elementos Atiesados

Para elementos atiesados, apoyados en dos lados paralelos a la dirección de de la fuerza de compresión, el ancho se define como se indica a continuación:

- Para almas de secciones laminadas o plegadas, h es la distancia libre entre alas menos el filete o esquina redondeada que se produce en el encuentro ala-alma.; h_c es dos veces la distancia desde el centroide a la cara interna del ala comprimida menos el filete o esquina redondeada.
- Para almas de secciones armadas, h es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre alas soldadas, y h_c es dos veces la distancia desde el centroide a la línea mas cercana de conectores del ala comprimida o a la cara interior del ala comprimida en secciones de alas soldadas; h_p es dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la línea mas cercana de conectores del ala comprimida o a la cara interior del ala comprimida en secciones de alas soldadas.

- (c) Para alas o planchas que actúan como diafragmas en secciones armadas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o líneas de soldadura.
- (d) Para alas de secciones tubulares rectangulares (HSS), el ancho b es la distancia libre entre almas menos las esquinas redondeadas de cada lado. Para almas de secciones HSS rectangulares, h es la luz libre entre las alas las esquinas redondeadas a cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor. El espesor, t , será el espesor de diseño, de acuerdo con la Sección B3.12.
- (e) Para planchas de cubierta perforadas, b es la distancia transversal entre las líneas más cercanas de conectores, y el área neta de la plancha es considerada con el agujero más ancho.

Nota. En la Tabla B4.1 se representa gráficamente las dimensiones de los miembros atiesados.

Para alas de espesor variable en secciones laminadas, el espesor será el valor nominal evaluado como el promedio entre el espesor medido en el lado libre y el espesor correspondiente medido en la cara del alma.

2. Espesor de Diseño para Secciones HSS.

El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW).

Nota. Una tubería puede ser diseñada usando las disposiciones de la especificación para secciones HSS redondas mientras satisfaga ASTM A53 Clase B y las limitaciones de la especificación que correspondan.

Tuberías ASTM A500 HSS y ASTM A53 Grado B son producidas mediante un proceso ERW. El proceso SAW es usado en secciones transversales de dimensiones mayores a las permitidas por ASTM A500.

3. Determinación del Área Bruta y Área Neta

3a. Área Bruta

El área bruta de un miembro, A_g , es el área total de la sección transversal.

3b. Área Neta

El área neta, A_n , de un miembro es la suma de los productos de los espesores por sus respectivos anchos netos, calculados como se indica a continuación:

Para calcular el área neta para tensión y corte, la perforación para alojar un conector deberá aumentarse 0,2 cm (2mm) respecto de la dimensión nominal de la perforación.

Para una cadena de perforaciones en cualquier línea diagonal o zigzag, el ancho neto se obtendrá deduciendo del ancho bruto la suma de las dimensiones de los diámetros de

TABLA B4.1a
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.
Miembros Sujetos a Compresión Axial

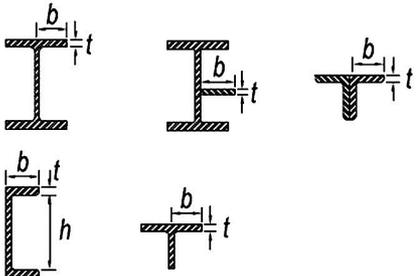
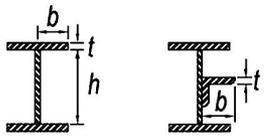
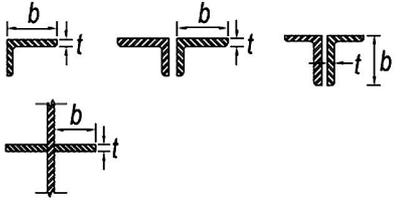
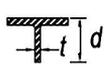
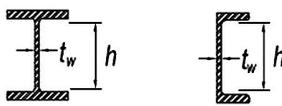
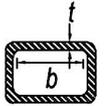
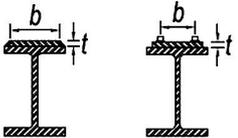
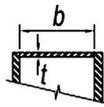
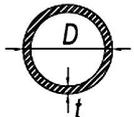
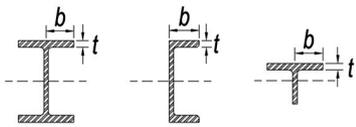
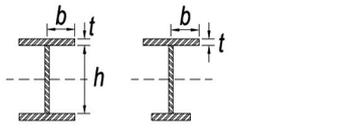
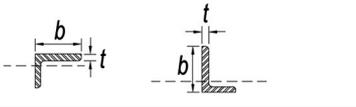
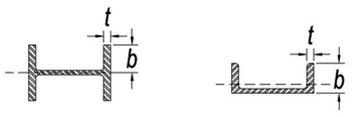
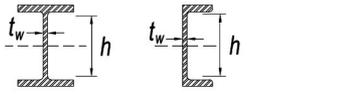
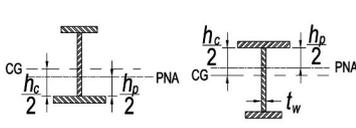
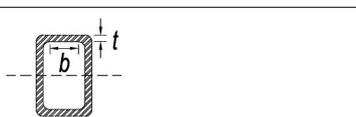
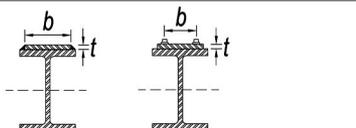
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos	
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	[a] $0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

TABLA B4.1b
Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)		
Elementos No-Atesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c \sqrt{E}}{h_p \sqrt{F_y}} \leq \lambda_r$ [c] $(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09)^2$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conector y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

las perforaciones o ranuras según se indica en esta sección, de todas las perforaciones en una cadena, y agregando para cada cambio en zigzag en la cadena la cantidad $s^2/4g$,

donde:

s = distancia longitudinal centro a centro de dos perforaciones consecutivas (paso), cm. (mm)

g = distancia transversal centro a centro (gramil) entre líneas de conectores, cm. (mm)

Para ángulos, la separación de las perforaciones en alas opuestas adyacentes, será las sumas de las distancias medidas desde el respaldo del ángulo menos el espesor.

Para secciones tubulares ranuradas soldadas a una plancha gusset, el área neta, A_n , es el área de la sección transversal menos el producto del espesor y el ancho total del material que es removido para hacer la ranura.

No se considerará el metal de la soldadura en la determinación del área neta a través de soldaduras de tapón o ranura.

Para secciones sin perforaciones el área neta, A_n , es igual al área bruta, A_g .

Nota. La Sección J4.1 (b) limita A_n a un máximo de $0,85 A_g$ para planchas traslapadas con perforaciones.

B5. FABRICACIÓN Y MONTAJE

Los planos de taller, fabricación, la pintura de taller y montaje deberán satisfacer los requisitos estipulados en el Capítulo M, Fabricación y Montaje.

B6. CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD

Los métodos para el control de calidad y el aseguramiento de la calidad deben satisfacer los requisitos estipulados en el Capítulo N, Control de calidad y Aseguramiento de la Calidad.

B7. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Las disposiciones para la evaluación de estructuras existentes se presentan en el Apéndice 5, Evaluación de Estructuras Existentes.

CAPÍTULO C

DISEÑO PARA ESTABILIDAD

Este capítulo contiene los requisitos para el diseño de estructuras por estabilidad. El método de análisis directo es presentado en este; métodos alternativos son presentados en el Anexo 7.

El capítulo esta organizado en:

- C1. Requisitos Generales para Estabilidad
- C2. Determinación de las Resistencias Requeridas
- C3. Determinación de las Resistencias Disponibles

C1. REQUISITOS GENERALES PARA ESTABILIDAD

Deberá suministrarse estabilidad tanto para la estructura como para todos y cada uno de sus elementos. En la estabilidad de la estructura y de sus elementos se debe de considerar lo siguiente: (1) deformaciones por flexión, corte y esfuerzo axial, y cualquier otra deformación que pueda contribuir a los desplazamientos de la estructura; (2) *efectos de segundo orden* (efectos P- Δ y P- δ); (3) imperfecciones geométricas; (4) reducciones de rigidez debido a comportamiento inelástico; y (5) incerteza en la determinación de la rigidez y la resistencia. Todos los efectos carga-dependiente deben de ser determinados a un nivel de carga de que corresponda con las combinaciones de carga LRFD o 1.6 veces las combinaciones de carga ASD.

Cualquier método racional de diseño para la estabilidad que considere los efectos enumerados en el párrafo anterior es permitido; esto incluye los métodos identificados en Secciones C1.1 y C1.2.

En estructuras diseñadas mediante métodos de análisis inelástico, deberán cumplirse las disposiciones del Anexo 1.

Nota: El término “diseño” como se usa en estas disposiciones es la combinación del análisis necesario para determinar las resistencias requeridas de los componentes y el dimensionamiento de los componentes para que tengan una adecuada resistencia disponible.

Nota: Ver Comentario Sección C1 y Tabla C-C1.1, que explican como los requisitos de (1) a (5) de la Sección C1 se satisfacen en los métodos de diseño nombrados en Secciones C1.1 y C1.2.

1. Método de diseño de análisis directo

El método de diseño de análisis directo, que consiste en determinar las resistencias requeridas de acuerdo con la Sección C2, así como las resistencias disponibles según Sección C3, es permitido para todas las estructuras.

2. Métodos de diseño alternativos

El método de la longitud efectiva y el método de análisis de primer orden, definidos en Apéndice 7, son permitidos como alternativas al método de análisis directo para estructuras que satisfagan las condiciones que se especifican en dicho anexo.

C2. DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS

Para el método diseño de análisis directo, las resistencias requeridas de los componentes de la estructura deberán ser determinadas a través de un análisis en conformidad a la Sección C2.1. el análisis deberá incluir consideraciones relativas a imperfecciones iniciales de acuerdo con Sección C2.2 y ajustes en la rigidez según Sección C2.3.

1. Requisitos Generales de Análisis

El análisis de la estructura deberá cumplir los siguientes requisitos:

- (1) El análisis deberá considerar las deformaciones por flexión, corte y fuerza axial, y las deformaciones de todos aquellos componentes y conexiones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura. El análisis deberá incluir reducciones en todas las rigideces que se considera que contribuyen a la estabilidad de la estructura, según se especifica en Sección C2.3.
- (2) El análisis debe ser un análisis de segundo orden que considere los efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$, excepto que se permite el no considerar el efecto $P-\delta$ en la respuesta de la estructura cuando las siguientes condiciones sean satisfechas: (a) la estructura soporta cargas gravitacionales principalmente a través de columnas, muros o marcos nominalmente verticales; (b) la razón entre la máxima deriva de piso de segundo orden y la máxima deriva de piso de primer orden (ambos determinados con la combinación de cargas LRFD o 1,6 veces la combinación de cargas ASD, con las rigideces ajustadas de acuerdo con Sección C2.3) en todos los pisos es igual o menor a 1,7; y (c) no más de un tercio del total de la carga gravitacional de la estructura es soportada por columnas que son partes de marcos resistentes a momento en la dirección de traslación considerada. Es necesario en todos los casos considerar los efectos $P-\delta$ en la evaluación de elementos individuales sujetos a compresión y a flexión.

Nota: Un análisis $P-\Delta$ como único análisis de segundo orden (despreciando los efectos de $P-\delta$ en la respuesta de la estructura) es permitido bajo las condiciones ya nombradas. Los requisitos para considerar el efecto $P-\delta$ en la evaluación de miembros individuales pueden ser satisfechos aplicando el factor B1, multiplicador definido en el Anexo 8.

El uso de los métodos aproximados de análisis de segundo orden entregados en el Anexo 8 es permitido como una alternativa a un análisis de segundo orden más riguroso.

- (3) El análisis debe de considerar todas las cargas gravitacionales, así como otras cargas aplicadas que puedan influir en la estabilidad de la estructura.

Nota: Es importante el incluir todas las cargas gravitacionales en el análisis, incluyendo cargas en columnas gravitacionales, y otros elementos que no son parte del sistema resistente a cargas laterales.

- (4) Para diseño mediante LRFD, el análisis de segundo orden debe ser llevado bajo combinaciones de carga LRFD. Para diseño mediante ASD, el análisis de segundo orden debe ser realizado con 1.6 veces las combinaciones de carga ASD, y los resultados deben de ser divididos por 1.6 para obtener las resistencias requeridas de los componentes.

2. Consideración de las imperfecciones iniciales

El efecto de las imperfecciones iniciales en la estabilidad de la estructura debe ser tomado en consideración ya sea modelando directamente las imperfecciones en el análisis según se especifica en Sección C2.2a, o con el uso de las cargas ficticias según se indica en Sección C2.2b.

Nota: Las imperfecciones consideradas en esta Sección se refieren a las imperfecciones en la localización de los puntos de intersección de los miembros. En estructuras típicas como edificios, la imperfección más importante de este tipo es el desaplomo de las columnas. La curvatura inicial en los miembros no es cubierta en esta sección; ella es considerada en las disposiciones relativas a el diseño de miembros comprimidos del Capítulo E y no es necesario el considerarlo explícitamente en el análisis mientras éste esté dentro del rango especificado en *AISC Code of Standard Practice*.

2a. Modelado directo de las imperfecciones

En todos los casos, es permitido el considerar el efecto de las imperfecciones iniciales incluyendo estas directamente en el análisis. La estructura deberá ser analizada con los puntos de intersección de sus miembros desplazados de su ubicación inicial. La magnitud de este desplazamiento inicial debe ser la máxima distancia considerada en el diseño, el patrón de desplazamiento inicial debe ser tal que este entregue el máximo efecto desestabilizador.

Nota: Desplazamiento iniciales similares en configuración a los desplazamientos debidos a cargas y a modos de pandeo previsible deberán ser considerados en la modelación de las imperfecciones. La magnitud de los desplazamientos iniciales deberá basarse en las tolerancias de construcción permitidas, las que se encuentran especificadas en *AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, u otros requisitos que gobiernen la respuesta, o en imperfecciones reales si estas son conocidas.

En el análisis de estructuras que soportan cargas gravitacionales básicamente a través de columnas, muros o marcos nominalmente verticales, donde la razón entre las máximas derivas de piso de segundo orden y de primer orden (ambas determinadas con las combinaciones de carga LRFD o 1,6 veces las combinaciones de carga ASD, con rigideces ajustadas tal como se especifica en Sección C2.3) en todos los pisos es igual o menor a 1,7,

es permitido el incluir las imperfecciones iniciales únicamente en el análisis para cargas gravitacionales, excluyendo las combinaciones de carga que consideren cargas laterales.

2b. Uso de cargas ficticias para representar las imperfecciones

Para estructuras que soporten cargas gravitacionales básicamente a través de columnas, muros o marcos nominalmente verticales, es permitido el uso de cargas ficticias para representar los efectos de las imperfecciones iniciales de acuerdo con los requisitos de esta sección. Las cargas ficticias deberán ser aplicadas en el modelo de la estructura basado en su geometría nominal.

Nota: El concepto de carga ficticia es aplicable en todos los tipos de estructuras, pero los requisitos específicos de las Secciones C2.2b (1) a C2.2b (4) pueden ser empleados solamente en el tipo particular de estructura nombrado al comienzo.

- (1) Las cargas ficticias deberán ser aplicadas como cargas laterales en todos los niveles. Las cargas ficticias deberán añadirse a las otras cargas laterales consideradas e incorporarse en las combinaciones de carga correspondientes, excepto en lo indicado en (4). La magnitud de las cargas ficticias debe ser:

$$N_i = 0,002\alpha Y_i \quad (C2-1)$$

donde

$\alpha = 1,0$ (LRFD); $\alpha = 1,6$ (ASD)

N_i = carga ficticia aplicada en el nivel i , kgf (N)

Y_i = carga gravitacional aplicada en el nivel i de acuerdo con las combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, kgf (N)

Nota: Las cargas ficticias pueden llevar a un corte basal adicional ficticio adicional (generalmente pequeño) en la estructura. Las reacciones horizontales correctas en las fundaciones pueden ser obtenidas aplicando una fuerza horizontal adicional en la base de la estructura, igual y opuesto en dirección a la suma de todas las fuerzas ficticias, las que se distribuyen entre los distintos elementos cargados verticalmente en la misma proporción que las cargas gravitacionales soportadas por estos elementos. Las cargas ficticias además pueden generar momentos volcantes adicionales y sus efectos, los que no son ficticios.

- (2) Las cargas ficticias de cada nivel, N_i , deberán ser distribuidas en todo el nivel en la misma forma que las cargas gravitacionales de dicho nivel. Las cargas ficticias deberán ser aplicadas en la dirección que produzca el mayor efecto desestabilizador.

Nota: Para la mayoría de las estructuras, los requisitos que consideren la dirección de las cargas ficticias deberán ser satisfechos de acuerdo con lo siguiente. Para combinaciones de carga que no incluyan cargas laterales, considere dos direcciones ortogonales alternativas en las que aplicar las cargas ficticias, en un sentido positivo y en

uno negativo en cada dirección, la que debe de ser la misma en todos los niveles; para combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, se debe considerar todas las cargas ficticias en la dirección de la resultante de todas las cargas laterales en dicha combinación.

- (3) El coeficiente de carga ficticia de 0,002 en la ecuación C2-1 es basado en una razón de desaplome nominal inicial de 1/500; en aquellos casos que un desaplome distinto se justifique, se permite el ajustar el coeficiente de carga ficticia proporcionalmente.

Nota: Un desaplome de 1/500 representa la tolerancia máxima de desaplome en una columna especificado en AISC Code of Standard Practice. En algunos casos, tolerancias especificadas distintas en la ubicación de las columnas pueden llegar a ser críticas, lo que puede requerir una tolerancia al desaplome más estricta.

- (4) Para estructuras en que la razón entre la deriva de piso máxima de segundo orden y la deriva de piso máxima de primer orden (ambas determinadas para las combinaciones de carga LRFD o 1,6 veces las combinaciones de carga ASD, con rigideces ajustadas según se especifica en Sección C2.3) en todos los niveles es igual o menor a 1,7, se permite aplicar la carga ficticia, N_i , solo en las combinaciones de carga gravitacionales, excluyendo combinaciones que incluyan cargas laterales.

3. Ajustes en la rigidez

El análisis de la estructura debe usar rigideces reducidas con tal de determinar las resistencias requeridas de los distintos componentes, como se indica a continuación

- (1) Un factor de 0,80 debe ser aplicado a todas las rigideces que se considere que contribuyen a la estabilidad de la estructura. Se permite el aplicar esta reducción a todas las rigideces de la estructura.

Nota: El aplicar una reducción de la rigidez en ciertos miembros y no en otros, puede llevar en ciertos casos a una distorsión artificial de la estructura bajo carga y sin intención a una posible redistribución de fuerzas. Esto puede evitarse aplicando dicha reducción a todos los miembros, incluyendo aquellos que no contribuyen a la estabilidad de la estructura.

- (2) Un factor adicional, τ_b , deberá ser aplicado en la rigidez a flexión de todos los miembros cuya rigidez a flexión se considere que contribuye a la estabilidad de la estructura.

(a) Cuando $\alpha P_r/P_y \leq 0,5$

$$\tau_b = 1,0 \quad (C2-2a)$$

(b) Cuando $\alpha P_r/P_y > 0,5$

$$\tau_b = 4(\alpha P_r/P_y)[1-(\alpha P_r/P_y)] \quad (C2-2b)$$

donde

$$\alpha = 1,0 \text{ (LRFD)}$$

$$\alpha = 1,6 \text{ (ASD)}$$

P_r = resistencia a compresión axial requerida usando combinaciones de carga LRFD o ASD, Kgf (N)

P_y = resistencia axial de fluencia ($= F_y A_g$), kgf (N)

Nota: Tomados juntos, Secciones (1) y (2) requieren el uso de $0,8 \tau_b$ veces la rigidez nominal elástica a flexión y $0,8$ veces las otras rigideces nominales elásticas para miembros estructurales de acero en el análisis.

- (3) En estructuras en que la Sección C2.2b es aplicable, en vez de usar $\tau_b < 1,0$ donde $\alpha P_r / P_y > 0,5$, se permite el uso de $\tau_b = 1,0$ para todos los miembros si la carga ficticia de $0,001\alpha Y_i$ [Y_i definido en Sección C2.2b (1)] es aplicada en todos los niveles, en la dirección especificada en Sección C2.2b (2), en todas las combinaciones de carga. Estas cargas ficticias deben ser agregadas en aquellas, si existieran, usadas para considerar las imperfecciones, no estando sujetas a la Sección C2.2b (4).
- (4) Donde componentes compuestos de materiales distintos al acero estructural que contribuyen a la estabilidad de la estructura son considerados, y los códigos y especificaciones para estos materiales requieren reducciones de rigidez mayores, dichas mayores reducciones deberán ser aplicados solo a dichos componentes.

C3. DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS DISPONIBLES

Para el método diseño de análisis directo, las resistencias disponibles de los miembros deberán ser determinadas de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos D, E, F, G, H, I, J y K, según corresponda, sin consideraciones adicionales sobre la estabilidad de la estructura. El factor de longitud efectiva, K , deberá ser tomado con un valor unitario a menos que un valor menor pueda ser justificado mediante un análisis racional.

Los arriostramientos empleados para definir longitudes no arriostradas de miembros deberán tener suficiente rigidez y resistencia para controlar los movimientos del miembro en el punto de arriostramiento.

Los métodos para satisfacer los requisitos de arriostramiento de columnas individuales, vigas y vigas-columnas son entregados en Anexo 6. Los requisitos del Anexo 6 no son aplicables en arriostramientos que son incluidos como parte del sistema resistente, en el análisis de la estructura completa.

CAPÍTULO D

DISEÑO DE MIEMBROS EN TRACCIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados a tracción causados por fuerzas estáticas a lo largo de su eje central.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- D1. Límites de Esbeltez
- D2 Resistencia en Tracción
- D3 Área Efectiva Neta
- D4 Miembros Armados
- D5 Miembros Conectados por Pasadores
- D6 Bielas

Nota: Para los casos que no se incluyen en este capítulo, aplican las siguientes secciones:

B3.11 Miembros sometidos a *fatiga*.

Capítulo H Miembros sometidos a combinación de tracción axial y flexión.

J3 Barras con Hilo.

J4.1 Elementos de conexión en tracción.

J4.3 Resistencia de *ruptura de bloque de corte* en conexiones extremas de miembros en tracción.

D1. LÍMITES DE ESBELTEZ

No existe límite de esbeltez máxima para miembros en tracción.

Nota: Para miembros diseñados básicamente en tracción, la razón de esbeltez L/r es preferible que no exceda de 300. Esta sugerencia no se aplica a barras o colgadores en tracción.

D2. RESISTENCIA EN TRACCIÓN

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_t P_n$, o la resistencia admisible en tracción, P_n/Ω , de miembros traccionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción calculado en la sección bruta y ruptura en tracción calculado en la sección neta.

(a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A_g \quad (D2-1)$$

$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e \quad (D2-2)$$

$$\phi_t = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 2,00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

A_e = área neta efectiva, cm^2 (mm^2).

A_g = área bruta del miembro, cm^2 (mm^2).

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

F_u = tensión última mínima especificada, kgf/cm^2 (MPa).

Cuando miembros sin perforaciones están completamente conectados por soldadura, el área neta efectiva usada en la Ecuación D2-2 debe ser la definida en Sección D3. Cuando se presentan perforaciones en el miembro con conexiones soldadas en sus extremos, o en conexiones soldadas mediante soldadura de ranura o tapón, debe usarse el área neta efectiva a través de las perforaciones en la Ecuación D2-2.

D3. ÁREA NETA EFECTIVA

El área bruta, A_g , y el área neta, A_n , de elementos traccionados debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de Sección B4.3.

El área neta efectiva de los miembros traccionados debe ser determinado de la siguiente forma:

$$A_e = A_n U \quad (D3-1)$$

Donde U , el factor de corte diferido (*shear lag*), es determinado como se muestra en la Tabla D3.1.

Para secciones transversales abiertas, tales como secciones W, M, S, C o HP, WTs, STs, y ángulos simples y dobles, el factor de corte diferido, U , no requiere ser menor que la razón entre el área bruta del elemento(s) conectado(s) y el área bruta del elemento. Esta disposición no se aplica en secciones cerradas, tales como HSS, ni en planchas.

Nota: Para planchas de empalme apernadas $A_e = A_n \leq 0,85A_g$, de acuerdo con Sección J4.1

D4. MIEMBROS ARMADOS

Para límites en el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo consistentes en una plancha y un perfil o dos planchas, ver Sección J3.5.

Tanto las planchas de cubierta perforadas como planchas de asiento sin enlaces están permitidos para ser utilizados en los lados abiertos de miembros armados en tracción.

TABLA D3.1
Factor de Corte Diferido para
Conexiones de Miembros en Tracción

Caso	Descripción del Miembro	Factor de Corte Diferido, U	Ejemplo	
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los Casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$		
2	Todos los miembros en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por conectores o soldaduras (Alternativamente, el Caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP)	$U = 1 - \bar{x}/l$		
3	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos elementos de la sección.	$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente}$		
4	Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$		
5	Tubos redondos con sólo una plancha gusset concéntrica.	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$		
6	Tubo Rectangular	con sólo una plancha gusset concéntrica	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortadas a partir de estos perfiles (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	
		con alma conectada con 4 o más conectores en la dirección de carga	$U = 0.70$	
8	Ángulos simples (Si U es calculado según Caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.80$	
		con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga	$U = 0.60$	

l = longitud de conexión, cm (mm); w = ancho plancha, cm (mm); \bar{x} = excentricidad de conexión, cm (mm); B = ancho total del tubo rectangular, medido 90° respecto al plano de conexión, cm (mm); H = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión, cm (mm)

Planchas de asiento deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre las líneas de soldadura o sujetadores conectándolas a los componentes del miembro. El espesor de tales planchas de asiento no debe ser menor que un quinto de la distancia entre éstas líneas. El espaciamiento longitudinal de soldaduras o sujetadores intermitentes en planchas de asiento no debe exceder de 15 cm (150 mm).

Nota: El espaciamiento longitudinal de conectores entre componentes, de preferencia, debería limitar la razón de esbeltez en cualquier componente entre conectores al valor de 300.

D5. MIEMBROS CONECTADOS POR PASADORES

1. Resistencia a Tracción

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_t P_n$, o la resistencia admisible en tracción, P_n/Ω_t , de miembros conectados por pasadores, debe ser el menor valor determinado de acuerdo con los estados límites de rotura en tracción, rotura en corte, aplastamiento, y fluencia.

(a) Para rotura en tracción en el área neta efectiva será:

$$P_n = F_u (2tb_e) \quad (D5-1)$$

$$\phi_t = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 2,00 \text{ (ASD)}$$

(b) Para rotura en corte en el área efectiva:

$$P_n = 0,6 F_u A_{sf} \quad (D5-2)$$

$$\phi_t = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 2,00 \text{ (ASD)}$$

Donde

A_{sf} = área en la ruta de falla por corte = $2t(a + d/2)$, cm² (mm²).

a = distancia más corta desde el borde de la perforación del pasador hasta el borde del miembro medido paralelamente a la dirección de la fuerza, cm (mm).

b_c = $2t + 1,6$, cm (= $2t + 16$, mm) pero no más que la distancia actual entre el borde de la perforación hasta el borde de la parte medida en la dirección normal a la fuerza aplicada, cm (mm).

d = diámetro del pasador, cm (mm).

t = espesor de la plancha, cm (mm).

(c) Para aplastamiento en el área proyectada del pasador, ver Sección J7.

(d) Para fluencia en la sección bruta, usar Sección D2(a).

2. Requerimientos Dimensionales

La perforación del pasador debe estar localizada a media distancia entre los bordes del miembro en la dirección normal a la fuerza aplicada. Cuando se espera que el pasador permita el movimiento relativo entre las partes conectadas bajo máxima carga, el diámetro de la perforación del pasador no debe ser 1 mm más grande que el diámetro del pasador.

El ancho de la plancha donde se encuentra la perforación del pasador no debe ser menor que $2b_e + d$. La mínima extensión, a , más allá del extremo sometido a aplastamiento de la perforación del pasador, paralelo al eje del miembro, no debe ser menor que $1,33b_e$.

Las esquinas más allá de la perforación del pasador están permitidas de ser cortadas en 45° al eje del miembro, siempre que el área neta más allá de la perforación del pasador, en un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida más allá de la perforación del pasador paralelo al eje del miembro.

D6. BIELAS

1. Resistencia en Tracción

La resistencia disponible en tracción de bielas debe ser determinada de acuerdo con la Sección D2, con A_g tomado como el área de la sección del cuerpo.

Para propósitos de cálculo, el ancho del cuerpo de las bielas no debe exceder 8 veces su espesor.

2. Requerimientos Dimensionales

Bielas deben ser de espesor uniforme, sin refuerzo en las perforaciones de pasadores, y con una cabeza circular con la periferia concéntrica a la perforación del pasador.

El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo del biela no debe ser menor que el diámetro de la cabeza.

El diámetro del pasador no debe ser menor que $7/8$ veces el ancho del cuerpo de la biela, y el diámetro de la perforación del pasador no debe ser 1 mm mayor que el diámetro del pasador.

Para aceros que poseen F_y mayores que 4950 kgf/cm^2 (485 MPa), el diámetro de la perforación no debe exceder cinco veces el espesor de plancha, y el ancho del cuerpo de la biela debe ser reducido de acuerdo con esto.

Un espesor de menos de 12 mm es permitido solamente si son provistas tuercas extremas para fijar planchas de pasador y planchas de relleno en zonas de contacto estrecho. El ancho desde el borde de la perforación hasta el borde de la plancha perpendicular en la dirección de la carga aplicada debe ser mayor que dos tercios del cuerpo de la biela, y, para propósitos de cálculo, no mayor que tres cuartas veces el ancho del cuerpo de la biela.

CAPÍTULO E

DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados a compresión axial aplicada en el eje centroidal

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- E1. Disposiciones Generales
- E2. Longitud Efectiva
- E3. Pandeo por Flexión de Miembros sin Elementos Esbeltos
- E4. Pandeo Flexo-Torsional para Miembros sin Elementos Esbeltos
- E5. Compresión de Ángulos Simples
- E6. Miembros Armados
- E7. Miembros con Elementos Esbeltos

Nota: Para miembros que no se incluyen en este capítulo, las siguientes secciones aplican:

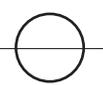
H1-H2	Miembros solicitados a combinación de compresión axial y flexión.
H3	Miembros solicitados a compresión axial y torsión.
I2	Miembros compuestos cargados axialmente
J4.4	Resistencia de compresión de elementos de conexión.

E1. DISPOSICIONES GENERALES

La resistencia de diseño en compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible en compresión, P_n/Ω_c , deben ser determinadas de la siguiente manera.

La resistencia de compresión nominal, P_n , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites que aplican pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo-torsional.

$$\phi_c = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 1,67 \text{ (ASD)}$$

TABLA NOTA E1.1 Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E				
Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3	FB	E7	LB FB
	E3 E4	FB FTB	E7	LB FB FTB
	E6 E3 E4	FB FTB	E6 E7	LB FB FTB
	E5		E5	
	E3	FB	N/A	N/A
Secciones asimétricas, distintas de ángulos simples	E4	FTB	E7	LB FTB

FB=pandeo por flexión, TB=pandeo torsional, FTB=pandeo flexotorsional, LB=pandeo local

E2. LONGITUD EFECTIVA

El factor de longitud efectiva, K , para calcular la esbeltez de columna, KL/r , debe ser determinada de acuerdo con el Capítulo C o el Anexo 7, donde:

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm).

r = radio de giro, cm (mm).

Nota: Para miembros diseñados sólo en compresión, se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

E3. PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con secciones compactas y no compactas, como se define en Sección B4 para elementos en compresión uniforme.

Nota: Cuando la longitud torsional no arriostrada es mayor que la longitud lateral no arriostrada, esta sección puede controlar el diseño de columnas de ala ancha y formas similares.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E3-1})$$

La tensión de pandeo por flexión, F_{cr} , se determina como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$)

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E3-2})$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (o $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$)

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E3-3})$$

Donde

F_e = tensión de pandeo elástico determinada de acuerdo con Ecuación E3-4, o según lo especificado en Anexo 7, Sección 7.2.3 (b), o de acuerdo con un análisis de pandeo elástico, cuando es aplicable, kgf/cm² (MPa).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{E3-4})$$

Nota: Las dos desigualdades para calcular los límites y aplicabilidad de Secciones E3 (a) y E3 (b), una basada en KL/r y la otra basada en F_e , dan los mismos resultados.

E4. RESISTENCIA A COMPRESIÓN, PANDEO TORSIONAL Y FLEJO-TORSIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección se aplica a miembros con simetría simple y asimétricos y ciertos miembros con simetría doble, tales como columnas cruciformes o armadas, sin elementos esbeltos, como se define en la Sección B4.1 para elementos solicitados en compresión uniforme. Adicionalmente, esta sección se cubre todos aquellos miembros doblemente simétricos sin elementos esbeltos, cuando la longitud no arriostrada torsional excede la longitud lateral no arriostrada. Estas disposiciones se aplican a ángulos simples, en los cuales $b/t > 20$.

La resistencia nominal a compresión, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexo-torsión y torsión, de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E4-1})$$

La tensión crítica, F_{cr} , se determina como se indica a continuación:

(a) Para secciones doble ángulo y T en compresión:

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (\text{E4-2})$$

Donde F_{cry} se toma como F_{cr} en Ecuación E3-2 o E3-3, para pandeo por flexión en torno al eje y de simetría y $\frac{KL}{r_x} + \frac{KL}{r_y}$ para secciones comprimidas en forma de T y $\frac{KL}{r} = \left(\frac{KL}{r}\right)_m$ de Sección E6 para miembros comprimidos formados de ángulos dobles, y

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-3})$$

(b) Para todos los otros casos, F_{cr} debe ser determinado de acuerdo con Ecuación E3-2 o E3-3, usando la tensión de pandeo elástico torsional o flexo-torsional, , determinado de la siguiente manera:

(i) Para miembros con simetría doble:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{E4-4})$$

(ii) Para miembros con simetría simple donde y es el eje de simetría:

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (\text{E4-5})$$

(iii) Para miembros asimétricos F_e es la menor raíz de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \quad (\text{E4-6})$$

Donde

A_g = área bruta de miembro, cm^2 (mm^2)

C_w = constante de alabeo, cm^6 (mm^6)

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2} \quad (\text{E4-7})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2} \quad (\text{E4-8})$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-9})$$

G = módulo elástico de corte del acero = 790.000 kgf/cm^2 (77.200 MPa)

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \quad (\text{E4-10})$$

I_x, I_y = momento de inercia en torno de los ejes principales, cm^4 (mm^4)

J = constante torsional, cm^4 (mm^4)

K_x = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre eje x .

K_y = factor de longitud efectiva para pandeo por flexión sobre eje y .

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

\bar{r}_o = radio de giro polar en torno al centro de corte, cm (mm)

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (\text{E4-11})$$

r_x = radio de giro en torno al eje x, cm (mm)

r_y = radio de giro en torno al eje y, cm (mm)

x_o, y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, cm (mm)

Nota: Para secciones I con simetría doble C_w puede tomarse como $I_y h_o^2/4$, donde h_o es la distancia entre centroides de alas, en lugar de realizar un análisis más preciso. Para secciones T y doble ángulos, se omite el término con C_w cuando se calcula F_{ez} y se toma x_o como 0.

E5. ÁNGULO SIMPLE EN COMPRESIÓN

La resistencia nominal de compresión, P_n , para ángulos simples debe ser determinada de acuerdo con la Sección E3 o Sección E7, la que corresponda, para miembros cargados axialmente. En ángulos simples con $b/t > 20$, se debe de usar la Sección E4. Miembros que cumplen el criterio impuesto en Secciones E5(a) y E5(b) pueden ser diseñados como miembros cargados axialmente usando la razón de esbeltez efectiva especificada, KL/r .

Los efectos de la excentricidad en ángulos simples pueden ser despreciados cuando los miembros son calificados como elementos en compresión cargados axialmente y se usa una de las razones de esbeltez efectivas especificadas en las Secciones E5(a) o E5(b), las que deben cumplir las disposiciones siguientes:

- (1) miembros comprimidos, cargados a través de la misma ala en sus extremos;
- (2) miembros conectados por soldadura o por lo menos con dos pernos; y
- (3) no existen cargas transversales intermedias.

Ángulos simples con condiciones de carga distinta en los extremos de las descritas en E5(a) o E5(b), con una relación entre el ancho de la ala más larga y el ancho de la ala más corta mayor a 1,7, o con cargas transversales deben ser evaluados usando las disposiciones del Capítulo H sobre flexión combinada con carga axial

- (a) Para ángulos con alas iguales o alas desiguales conectadas en el ala más larga, que son miembros individuales o almas de enrejados planos con miembros adyacentes del alma, conectada al mismo lado de la plancha gusset o cordón:
 - (i) Cuando: $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \quad (\text{E5-1})$$

(ii) Cuando: $\frac{L}{r_x} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1,25 \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (\text{E5-2})$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitud de ala, menor que 1,7 y están conectados a través del ala corta, KL/r de las Ecuaciones E5-1 y E5-2 debe ser aumentados agregando $4[(b_l/b_s)^2 - 1]$, pero KL/r de los miembros no debe ser menor que $0,95 L/r$.

(b) Para ángulos de alas iguales o alas desiguales conectadas a través del ala más larga, que son alma de secciones cajón o enrejados espaciales con miembros adyacentes de alma conectada al mismo lado de la plancha gusset o cordón:

(i) Cuando: $0 \leq \frac{L}{r_x} \leq 75$:

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0,8 \frac{L}{r_x} \quad (\text{E5-1})$$

(ii) Cuando: $\frac{L}{r_x} > 75$:

$$\frac{KL}{r} = 45 + \frac{L}{r_x} \leq 200 \quad (\text{E5-2})$$

Para ángulos con alas desiguales y razón de longitudes de alas menor que 1,7, conectadas a través del ala corta, KL/r de las Ecuaciones E5-3 y E5-4 debe ser aumentados en $6[(b_l/b_s)^2 - 1]$, pero KL/r de los miembros no debe ser menor que $0,82 L/r_z$.

Donde

L = longitud del miembro entre puntos de trabajo, cm (mm)

b_l = ala larga del ángulo, cm (mm)

b_s = ala corta del ángulo, cm (mm)

r_x = radio de giro en torno del eje geométrico paralelo al ala conectada, cm (mm)

r_z = radio de giro para el menor eje principal, cm (mm)

E6. MIEMBROS ARMADOS

1. Resistencia a Compresión

Esta sección aplica a los miembros constituidos por dos secciones que pueden ser: (a) secciones interconectadas por pernos o soldadura; o (b) secciones con por lo menos un lado abierto interconectado por planchas de cubierta perforadas o enlaces con plancha de asiento. Las conexiones en los extremos deben ser soldadas o con pernos pretensionados contra superficies de contacto Clase A o B.

Nota: Es aceptable diseñar una conexión apernada en los extremos de un miembro armado sometido a compresión para el total de la carga de compresión con pernos de aplastamiento y el diseño de pernos basado en la resistencia al corte, sin embargo, los pernos deben de ser pretensionados. En miembros armados en compresión, tales como puntales doble-ángulo en enrejados, un pequeño deslizamiento relativo entre los elementos especialmente en las conexiones de los extremos, puede incrementar la longitud efectiva de la sección transversal combinada a la que presentan los elementos individuales y con ello reducir significativamente la resistencia a compresión del puntal. De acuerdo con esto, la conexión entre los elementos en los extremos de los miembros armados deberá ser diseñada para resistir el deslizamiento.

La resistencia nominal a compresión de miembros armados compuestos por dos secciones interconectadas mediante pernos o soldaduras deben, ser determinados de acuerdo con Secciones E3, E4 o E7 sujeto a las siguiente modificaciones. En vez de realizar un análisis más preciso, si el modo de pandeo involucra deformaciones relativas que producen fuerzas de corte en los conectores entre secciones individuales, KL/r debe ser reemplazado por $(KL/r)_m$ determinado de la siguiente manera:

- a) Para conectores intermedios que son pernos de apriete calibrado:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (\text{E6-1})$$

- b) Para conectores intermedios soldados o con pernos pretensionados:

- i) Cuando $\frac{a}{r_i} < 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \quad (\text{E6-2a})$$

- ii) Cuando $\frac{a}{r_i} > 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \quad (\text{E6-2b})$$

Donde

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$ = esbeltez modificada de columna para el miembro armado

$\left(\frac{KL}{r}\right)_o$ = esbeltez de columna del miembro armado actuando como una unidad en la dirección de pandeo considerado.

K_i = 0,50 para ángulos espalda-espalda

= 0,75 para canales espalda-espalda

= 0,86 para otros casos

a = distancia entre conectores, cm (mm)

r_i = radio de giro mínimo del componente individual, cm (mm)

2. Requerimientos dimensionales

Los componentes individuales de miembros en compresión compuestos de dos o más secciones conectadas a intervalos, a , de manera tal que la esbeltez efectiva Ka/r de cada sección componente, entre los elementos conectantes, no debe exceder 3/4 veces la esbeltez global del miembro armado. El radio de giro menor, r_i , debe ser usado en el cálculo de la razón de esbeltez de cada parte componente.

En los extremos de miembros armados en compresión, apoyados en planchas base o superficies terminadas, todos los componentes en contacto uno con otro deben estar conectados por soldadura cuya longitud no sea menor que el ancho máximo del miembro o por pernos espaciados longitudinalmente no más allá de cuatro diámetros o de una distancia igual a 1½ veces el espesor máximo del miembro.

La separación longitudinal para soldaduras intermedias o pernos, a lo largo del miembro armado en compresión, entre las conexiones extremas requeridas anteriormente, deben ser suficientes para producir la transferencia de las fuerzas requeridas. Para los límites de separación longitudinal entre conectores de elementos en contacto continuo, consistentes en una plancha y un perfil o dos planchas, ver Sección J3.5. Cuando un componente de un miembro armado en compresión consiste en una plancha externa, el máximo espaciamiento no debe exceder el producto del espesor de la plancha externa más delgada por $0,75 \sqrt{E/F_y}$, ni 30,5 cm (305 mm), cuando se dispone soldadura intermitente a lo largo de bordes de los componentes o bien conectores en todos los ejes de remaches en cada sección. Cuando los conectores están alternados, el máximo espaciamiento de cada eje de remaches no debe exceder el producto del espesor de la plancha externa más delgada por $1,12 \sqrt{E/F_y}$, ni 46 cm (460 mm).

Los lados abiertos de miembros en compresión armados con planchas o perfiles deben tener planchas de cubierta perforadas con una sucesión de hoyos de acceso. Se supone que el ancho no soportado de dichas planchas con perforaciones de acceso, como se define en la Sección B4, contribuye a la resistencia disponible solo si los siguientes requerimientos se cumplen:

- (1) La razón ancho/espesor debe satisfacer las limitaciones de la Sección B4.1.

Nota: Es conservador usar la razón ancho/espesor límite para el Caso 14 en la Tabla B4.1 con un ancho, b , tomado como la distancia transversal entre la línea de conectores más cercana. El área neta de la plancha se mide en el agujero más ancho. En vez de esta metodología, la razón ancho/espesor límite puede ser determinada mediante un análisis.

- (2) La razón entre longitud (en dirección del esfuerzo) y ancho de la perforación no debe exceder a dos
- (3) La distancia libre entre perforaciones en la dirección del esfuerzo no debe ser menor que la distancia transversal entre líneas próximas de conectores o soldaduras.
- (4) La periferia de las perforaciones en todos los puntos debe tener un radio mínimo de 3,8 cm (38 mm).

Como alternativa a las planchas de cubierta perforadas, cuando se interrumpe el enlace, se permiten enlaces con planchas de asiento en cada extremo y en puntos intermedios. Las planchas de asiento deben quedar tan cercas de los extremos como la práctica lo permita. En miembros que tengan suficiente resistencia disponible, las planchas de asiento extremos deben tener una longitud no menor que la distancia entre líneas de conectores o soldaduras que conectan a los componentes del miembro. Planchas de asiento intermedias deben tener una longitud no menor que un medio de su distancia. El espesor de las planchas de asiento debe ser no inferior a un quinto de la distancia entre líneas de soldadura o conectores que conectan a los segmentos de los miembros. En construcción soldada, el soldado de cada línea que conecta la plancha de asiento debe totalizar no menos que un tercio de la longitud de plancha. En construcción apernada, el espaciamiento en la dirección de tensión en planchas de asiento deben ser no mayores que seis diámetros y las planchas de asiento deben estar conectadas a cada segmento por lo menos con tres conectores.

Enlaces mediante barras planas, ángulos, canales, u otro perfil, deben estar espaciado de manera tal que la razón L/r del ala incluida entre sus conectores no debe exceder tres cuartas veces la razón de esbeltez que controla el diseño del miembro como un todo. Debe proveerse enlaces para dar resistencia al corte normal al eje del miembro igual a 2% de la resistencia a compresión disponible del miembro. La razón L/r para barras de enlace dispuestas en sistemas individuales no debe exceder 140. Para enlaces dobles esta razón no debe exceder 200. Barras de enlace doble deben estar unidas en sus intersecciones. Para barras de enlace en compresión, L se puede tomar como la longitud sin soporte de la barra de enlace entre soldaduras o sujetadores que las conectan a los componentes del miembro armado para enlaces simples, y un 70% de esa distancia para enlaces dobles.

Nota: La inclinación de barras de enlace al eje del miembro debe preferiblemente no ser inferior a 60° para enlaces simples y a 45° para enlaces dobles. Cuando la distancia entre las líneas de soldaduras o sujetadores en las alas es más de 380 mm, en enlace debe preferiblemente duplicarse o ser hecho mediante ángulos.

Para requerimientos de espaciamiento adicional, ver Sección J3.5.

E7. MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

Esta sección aplica para miembros solicitados en compresión con elementos esbeltos, como se define en la Sección B4 para elementos en compresión uniforme.

La resistencia de compresión nominal, P_n , debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{E7-1})$$

$$(a) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \leq 2,25)$$

$$F_{cr} = Q \left[0,658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{E7-2})$$

$$(b) \text{ Cuando } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \quad (\text{o } \frac{QF_y}{F_e} \geq 2,25)$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{E7-3})$$

Donde

F_e = tensión crítica de pandeo elástico, calculada usando Ecuaciones E3-4 y E4-4 para miembros con simetría doble, Ecuaciones E3-4 y E4-5 para miembros con simetría simple, y Ecuación E4-6 para miembros asimétricos, excepto para ángulos simples en que $b/t \leq 20$, donde F_e se calcula usando la Ecuación E3-4, kgcm^2 (MPa).

Q = factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos en compresión

= 1,0 para miembros sin elementos esbeltos, como se define en Sección B4.1, para elementos en compresión uniforme.

= $Q_s Q_a$ para miembros con secciones de elementos esbeltos, como se define en Sección B4.1, para elementos en compresión uniforme.

Nota: Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos no atiesados, $Q = Q_s$ ($Q_a = 1,0$). Para secciones conformadas solamente por elementos esbeltos atiesados, $Q = Q_a$ ($Q_s = 1,0$). Para secciones conformadas por ambos elementos esbeltos no atiesados y atiesados, $Q = Q_s Q_a$. Para secciones transversales conformadas de múltiples elementos esbeltos no atiesados, es conservativo el usar el menor Q , del elemento más esbelto para determinar la resistencia del miembro en compresión pura.

1. Elementos Esbeltos No Atiesados, Q_s

El factor de reducción Q_s para elementos esbeltos no atiesados se define a continuación:

- (a) Para alas, ángulos, y planchas proyectadas de columnas laminadas u otro miembro en compresión:

(i) Cuando $\frac{b}{t} \leq 0,56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{E7-4})$$

(ii) Cuando $0,56\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,415 - 0,74\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E7-5})$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 1,03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0,69E}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{E7-6})$$

- (b) Para alas, ángulos, y planchas proyectadas de columnas armadas u otro miembro en compresión:

(i) Cuando $\frac{b}{t} \leq 0,64\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{E7-7})$$

(ii) Cuando $0,64\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1,17\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = 1,415 - 0,65\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{Ek_c}} \quad (\text{E7-8})$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 1,17\sqrt{\frac{Ek_c}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0,90Ek_c}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{E7-9})$$

Donde

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, y para efectos de cálculo debe tomarse no menor que 0,35 ni mayor que 0,76.

(c) Para ángulos simples:

(i) Cuando $\frac{b}{t} \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{E7-10})$$

(ii) Cuando $0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0,91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E7-11})$$

(iii) Cuando $\frac{b}{t} \geq 0,91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0,53E}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (\text{E7-12})$$

Donde

b = ancho completo del ala de ángulo más larga, cm (mm).

(d) Para alma de secciones T:

(i) Cuando $\frac{d}{t} \leq 0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,0 \quad (\text{E7-13})$$

(ii) Cuando $0,75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t} < 1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \left(\frac{d}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E7-14})$$

(iii) Cuando $\frac{d}{t} \geq 1,03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q_s = \frac{0,69E}{F_y\left(\frac{d}{t}\right)^2} \quad (\text{E7-15})$$

Donde

d = profundidad nominal completa de la sección T, cm (mm)

2. Elementos Esbeltos Atiesados,

El factor de reducción, Q_a , para elementos esbeltos atiesados se define a continuación:

$$Q_a = \frac{A_e}{A} \quad (\text{E7-16})$$

Donde

A = área seccional total del miembro, cm^2 (mm^2)

A_e = suma de las áreas efectivas de las secciones basadas en el ancho efectivo reducido, b_e , cm^2 (mm^2)

El ancho efectivo reducido, b_e , se determina de la siguiente manera:

- (a) Para elementos esbeltos en compresión uniforme, con $\frac{b}{t} \geq 1,49\sqrt{\frac{E}{f}}$, excepto para alas de tubos cuadrados y rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = 1,92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0,34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] \leq b \quad (\text{E7-17})$$

Donde

f se toma como F_{cr} con F_{cr} calculada con $Q = 1,0$.

- (b) Para alas de elementos esbeltos de tubos cuadrados y rectangulares en compresión uniforme con $\frac{b}{t} \geq 1,40\sqrt{\frac{E}{f}}$:

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0,38}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{E7-18})$$

Donde

$$f = P_n / A_e$$

Nota: En vez de calcular $f = P_n / A_e$, que requiere iteración, f puede ser tomada igual a F_y . Esto resulta en una estimación levemente conservadora en la capacidad de la columna.

(c) Para tubos circulares cargados axialmente, cuando $0,11 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0,45 \frac{E}{F_y}$:

$$Q = Q_a = \frac{0,038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (\text{E7-19})$$

Donde

D = diámetro exterior, cm (mm)

t = espesor de pared, cm (mm)

CAPÍTULO F

DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados por flexión simple en torno a un eje principal. Para flexión simple, el miembro es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o es restringido al giro en los puntos de carga y los apoyos.

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- F1. Disposiciones Generales
- F2. Miembros Compactos de Sección H de simetría doble y Canales flectados en torno a su eje mayor
- F3. Miembros de Sección H de simetría doble con Almas Compactas y Alas No Compactas o Esbeltas flectados en torno a su eje mayor
- F4. Otros Miembros de Sección H con Almas Compactas o No Compactas flectados en torno a su eje mayor
- F5. Miembros de Sección H de simetría doble y simple con Almas Esbeltas flectados en torno a su eje mayor
- F6. Miembros de Sección H y Canales flectados en torno a su eje menor
- F7. Perfiles tubulares cuadrados y rectangulares
- F8. Perfiles tubulares circulares
- F9. Secciones T y Ángulos Dobles cargados en el plano de simetría
- F10. Ángulos Simples
- F11. Barras Rectangulares y Circulares
- F12. Secciones Asimétricas
- F13. Requisitos Dimensionales de Vigas

Nota: Para los casos que no se incluyen en este capítulo, las siguientes secciones aplican:

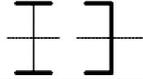
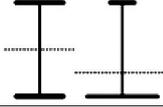
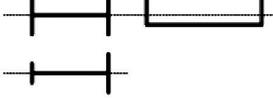
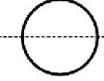
Capítulo G. Disposiciones de diseño al corte.

H1-H3. Miembros solicitados por flexión biaxial o por combinación de flexión y carga axial.

H3. Miembros solicitados por flexión y torsión.

Anexo 3. Miembros solicitados por fatiga.

Como guía para la determinación de la sección apropiada aplicando de este capítulo, puede ser usada la Tabla Nota F1.1.

TABLA Notas F1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, LLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, LTB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB
F8		N/A	N/A	Y, LTB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, LLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Perfiles asimétricos diferentes de ángulos simples	N/A	N/A	Todos

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto

F1. DISPOSICIONES GENERALES

La resistencia de diseño en flexión, $\phi_b M_n$, o la resistencia admisible en flexión, M_n/Ω_b , deben ser determinados de la siguiente manera:

- (1) Para todas las disposiciones del capítulo:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

y la resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser determinado de acuerdo con las Secciones F2 hasta F12.

- (2) Las disposiciones en este capítulo están basadas en la suposición que los puntos de apoyo de vigas están restringidos contra la rotación en torno al eje longitudinal (volcamiento).
- (3) Para miembros con simetría simple con curvatura simple y todos los elementos doblemente simétricos:

C_b = el factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{F1-1})$$

donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm).

Para voladizos o extremos colgados donde el extremo libre no esta arriostrado, $C_b = 1,0$.

Nota: Para miembros con simetría doble y sin cargas transversales entre puntos de arriostramiento, la Ecuación F1-1 se reduce a 1.0 para el caso de momentos extremos iguales del mismo signo (momento uniforme), 2,27 para el caso de momentos extremos iguales de signo opuesto (*curvatura reversa* por flexión) y a 1,67 cuando uno de los momentos extremos es igual a cero. Para miembros con un eje de simetría, un analisis mas detallado para C_b es presentado en el Comentario.

- (4) En miembros con simetría simple solicitados por flexión con curvatura simple, la resistencia de pandeo lateral-torsional debe ser verificada para ambas alas. La resistencia disponible de flexión debe ser mayor o igual que el máximo momento requerido que causa compresión del ala bajo consideración.

F2. MIEMBROS COMPACTOS DE SECCION H DE SIMETRÍA DOBLE Y CANALES FLECTADAS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica a miembros de sección H con simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor, teniendo almas compactas y alas compactas como se define en Sección B4.1 para flexión.

Nota: Todos los perfiles de uso común ASTM A6 W, S, M, C, y MC excepto W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y MC4x6 tienen alas compactas para $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa); todos los perfiles de uso común ASTM A6 W, S, M, HP, C, y MC tienen almas compactas para $F_y \leq 4.590 \text{ kgf/cm}^2$ (450 MPa).

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F2-1})$$

Donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado, kgf/cm² (MPa)

Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

2. Pandeo Lateral-Torsional

- (a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica
- (b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F2-2})$$

- (c) Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{F2-3})$$

Donde:

L_p = longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección, cm (mm).

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (F2-4)$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero = 2,04x10⁶ kgf/cm² (200.000 Mpa)

J = constante torsional, cm⁴ (mm⁴)

S_x = módulo de sección elástico en torno al eje x, cm³ (mm³)

Nota: El término raíz cuadrada en Ecuación F2-4 puede tomarse conservadoramente igual a 1,0.

Nota: Las ecuaciones F2-3 y F2-4 proporcionan soluciones idénticas a la siguiente expresión para pandeo lateral torsional de secciones doblemente simétricas que ha sido presentada en ediciones pasadas de la Especificación AISC-LRFD:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w}$$

La ventaja de las formulas F2-3 y F2-4 reside en que la forma es muy similar a la expresión para pandeo lateral torsional de secciones de simetría simple entregada en las ecuaciones F4-4 y F4-5.

Las longitudes límites L_p y L_r se determinan a continuación:

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F2-5)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (F2-6)$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (F2-7)$$

y el coeficiente c se determina como sigue a continuación:

(a) Para secciones I con simetría doble: $c = 1$ (F2-8a)

(b) Para canales: $c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ (F2-8b)

Nota: Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares, $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ y entonces Ecuación F2-7 se reduce a:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

r_{ts} puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del ala en compresión más un sexto del alma:

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}}$$

F3. MIEMBROS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica a miembros de sección H con doble simetría flectados en torno a su eje mayor, teniendo almas compactas y alas no compactas o esbeltas como se define en Sección B4.1 para flexión.

Nota: Los siguientes perfiles poseen alas no compactas para F_y 3.520 kgf/cm² (345 MPa): W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y M4x6. Todos los otros perfiles ASTM A6 W, S, M, y HP tienen almas compactas para F_y 3.520 kgf/cm² (345 MPa).

La resistencia nominal de flexión, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala en compresión.

1. Pandeo Lateral Torsional

Deben aplicarse las disposiciones de Sección F2.2 para pandeo latera-torsional.

2. Pandeo Local Ala en Compresión

(a) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (F3-1)$$

(b) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = \frac{0,9Ek_c S_x}{\lambda^2} \quad (F3-2)$$

donde:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1b

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1b

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$; para propósitos de cálculo no debe tomarse menor que 0,35 ni mayor que 0,76.

$h =$ distancia definida en Sección B4.1b, cm (mm)

F4. OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica para: (a) miembros de sección H de simetría doble flectados en torno a su eje mayor con almas no compactas; y (b) miembros de sección H de simetría simple cuyas almas están conectadas a la mitad del ancho de alas, se encuentran flectados en torno a su eje mayor, y presentan almas compactas o no compactas, como se define en Sección B4.1 para flexión.

Nota: Los miembros con sección H mencionados en esta sección pueden ser diseñados conservadoramente usando la Sección F5.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia del ala en compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión, y fluencia del ala en tracción.

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (\text{F4-1})$$

donde

$M_{yc} =$ momento de fluencia en el ala en compresión, T-m. (N-mm)

2. Pandeo Lateral-Torsional

(a) Cuando $L_b \leq L_r$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{F4-2})$$

(c) Cuando

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (F2-3)$$

Donde:

$$M_{yc} = F_y S_{xc} \quad (F4-4)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \quad (F4-5)$$

Para $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,23$, J debe tomarse como cero.

donde

I_{yc} = momento de inercia del ala en compresión sobre el eje y , cm^4 (mm^4)

La tensión, F_L , de ser determinada como sigue:

(i) Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0,7$

$$F_L = 0,7 F_y \quad (F4-6a)$$

(ii) Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0,7$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0,5 F_y \quad (F4-6b)$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, L_p , debe ser determinada como:

$$L_p = 1,1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F4-7)$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo inelástico lateral-torsional, , debe ser determinada como:

$$L_r = 1,95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \quad (F4-8)$$

El factor de plastificación del alma, R_{pc} , debe ser determinado como:

(i) Cuando $I_{yc}/I_y > 0,23$

(a) Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{F4-9a}$$

(b) Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \tag{F4-9b}$$

(ii) Cuando $I_{yc}/I_y > 0,23$

$$R_{pc} = 1,0$$

donde:

$$M_p = Z_x F_y \leq 1,6 S_{xc} F_y$$

S_{xc}, S_{xt} = módulo de sección elástico referido al ala en compresión y tracción, respectivamente, cm^3 (mm^3)

$$\lambda = \frac{h_c}{t_x}$$

λ_{pw} = es la esbeltez límite para alma compacta, Tabla B4.1b

λ_{rw} = es la esbeltez límite para alma no compacta, Tabla B4.1b

h_c = el doble de la distancia entre el centroide a alguno de los siguientes: la cara interna del ala en compresión menos el radio de filete o de esquina, para perfiles laminados; la línea más cercana de *pernos* en el ala en compresión o la cara interna del ala en compresión cuando se usan soldaduras, para secciones armadas, cm. (mm)

El radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional, r_t , se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

(i) Para secciones H con ala rectangular en compresión

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \tag{F4-10}$$

donde:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (\text{F4-11})$$

b_{fc} = ancho del ala en compresión, cm (mm)

t_{fc} = espesor del ala en compresión, cm (mm)

(ii) Para secciones H con canales o placas de cubierta fijadas al ala en compresión:

r_t = radio de giro de los componentes de ala en compresión por flexión más un tercio del área de alma en compresión debido sólo a la aplicación de momento de flexión en torno al eje mayor, cm (mm)

a_w = la razón entre dos veces el área del alma en compresión debido solo a la aplicación de momento de flexión en torno al eje mayor y el área de los componentes del ala en compresión

Nota: Para secciones H con alas rectangulares en compresión, r_t puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del ala en compresión más un sexto de la porción en compresión del alma; en otras palabras,

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1}{6}a_w\right)}}$$

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

(a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala en compresión.

(b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_x \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{F4-12})$$

(c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = \frac{0,9Ek_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (\text{F4-13})$$

Donde:

F_L = es definido en Ecuaciones F4-6a y F4-6b.

R_{pc} = es el factor de plastificación del alma, determinado por Ecuación F4-9.

k_c = $\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ y no debe tomarse menor que 0,35 ni mayor que 0,76 para propósito de cálculo.

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

λ_{pf} = λ_p es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1b

λ_{rf} = λ_r es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1b

4. Fluencia del Ala en Tracción

(a) Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$, no aplica el estado límite de fluencia del ala en tracción.

(b) Cuando $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (F4-14)$$

donde:

$$M_{yt} = F_y S_{xt}$$

El factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia del ala en tracción, R_{pt} , se determina como se indica a continuación:

(i) Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (F4-15a)$$

(ii) Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (F4-15b)$$

donde:

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

λ_{pw} = λ_p es la esbeltez límite para alma compacta, Tabla B4.1b

λ_{rw} = λ_r es la esbeltez límite para alma no compacta, Tabla B4.1b

F5. MIEMBROS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE Y SIMPLE CON ALMAS ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

Esta sección aplica para miembros de sección H de simetría doble y simple con almas esbeltas conectadas a la mitad del ancho de alas y flectados en torno a su eje mayor como se define en la Sección B4.1 para flexión.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia del ala en compresión, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala en compresión, y fluencia del ala en tracción.

1. Fluencia del Ala en Compresión

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (F5-1)$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (F5-2)$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (F_y - 0.3F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (F5-3)$$

(c) Cuando $L_b \leq L_p$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq F_y \quad (F5-4)$$

Donde:

L_p se define por la Ecuación F4-7.

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad (F5-5)$$

P_{pg} es el factor de reducción de resistencia en flexión:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (F5-6)$$

a_w se define por Ecuación F4-11 pero no debe exceder de 10.

r_t es el radio de giro efectivo para pandeo lateral como se define en la Sección F4.

3. Pandeo Local de Ala en Compresión

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (\text{F5-7})$$

- (a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala en compresión
- (b) Para secciones con alas no compactas

$$F_{cr} = \left[F_y - (F_y - 0,3F_y) \left(\frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \quad (\text{F5-8})$$

- (c) Para secciones con alas esbeltas

$$F_{cr} = \frac{0,9Ek_c}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (\text{F5-9})$$

donde:

$kc = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ y no debe tomarse menor que 0,35 ni mayor que 0,76 para propósitos de cálculo.

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

λ_{pf} = es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1b

λ_{rf} = es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1b

4. Fluencia del Ala en Tracción

Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$, no aplica el estado límite de fluencia del ala en tracción.

Cuando $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = F_y S_{xt} \quad (\text{F5-10})$$

F6. MIEMBROS DE SECCIÓN H Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MENOR

Esta sección aplica para miembros de sección H y canales flectados en torno a su eje menor.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo local del ala.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1,6 F_y S_y \quad (\text{F6-1})$$

2. Pandeo Local de Ala

- (a) Para secciones con alas compactas, no aplica el estado límite de pandeo local.

Nota: Todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, M, C, y MC excepto W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y M4x6 tienen alas compactas para F_y 3.520 kgf/cm² (345 MPa).

- (b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (F6-2)$$

- (c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (F6-3)$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{0,69E}{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2} \quad (F6-4)$$

$$\lambda = \frac{b}{t_f}$$

λ_{pf} = es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1

λ_{rf} = es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1

b = para alas de secciones H, la mitad de la longitud completa del ala, bf, para alas de canales, la dimensión nominal completa del ala, cm. (mm)

t_f = espesor del ala, cm. (mm)

S_y = para un canal debe tomarse como el módulo de sección mínimo.

F7. PERFILES TUBULARES CUADRADOS Y RECTANGULARES

Esta sección aplica a miembros de sección tubular cuadrado y rectangular flectados en torno a cualquier eje, teniendo almas compactas o no compactas y alas compactas, no compactas, o esbeltas como se define en Sección B4.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo local del ala, y pandeo local del alma en flexión pura.

Nota: HSS rectangulares muy largas flectadas sobre su eje mayor están sujetas a pandeo lateral-torsional; sin embargo, la Especificación no entrega ecuación para este estado límite dado que la deflexión controlara para todos los casos razonables.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{F7-1})$$

donde

Z = módulo plástico de la sección en torno al eje de flexión, cm^3 (mm^3).

2. Pandeo Local de Ala

- (a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- (b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3,57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4,0 \right) \leq M_p \quad (\text{F7-2})$$

- (c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_y S_{eff} \quad (\text{F7-3})$$

donde:

S_e = módulo de sección efectivo determinado con el ancho efectivo del ala en compresión calculado como:

$$b_e = 1,92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0,38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (\text{F7-4})$$

3. Pandeo Local de Alma

- (a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del alma.
- (b) Para secciones con almas no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0,305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0,738 \right) \leq M_p \quad (\text{F7-5})$$

F8. PERFILES TUBULARES CIRCULARES

Esta sección aplica a miembros de sección tubular circular que posean una razón D/t menor que $\frac{0,45E}{F_y}$.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{F8-1})$$

2. Pandeo Local

- (a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local.
 (b) Para secciones no compactas

$$M_n = \left(\frac{0,021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \quad (\text{F8-2})$$

- (c) Para secciones con paredes esbeltas

$$M_n = F_{cr} S \quad (\text{F8-3})$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{0,33E}{\frac{D}{t}} \quad (\text{F8-4})$$

S = módulo de sección elástico, cm^3 (mm^3)

t = espesor en la pared, cm (mm)

F9. SECCIONES T Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA

Esta sección aplica a miembros de sección T y ángulos dobles cargados en el plano de simetría.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala, y pandeo local del alma en secciones T.

1. Fluencia

$$M_n = M_p \quad (\text{F9-1})$$

donde

- (a) Para almas en tracción

$$M_n = F_y Z_x \leq 1,6 M_y \quad (\text{F9-2})$$

- (b) Para almas en compresión

$$M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (\text{F9-3})$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (\text{F9-4})$$

donde

$$B = \pm 2,3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (\text{F9-5})$$

El valor positivo de B aplica cuando el alma está en tracción y el signo menos aplica cuando el alma está en compresión. Si el extremo no atiesado del alma está en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriostrada, debe ser utilizado el valor negativo de B .

3. Pandeo Local de Alas de Sección T

- (a) Para secciones con alas compacta comprimidas por flexión, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica
- (b) Para secciones con alas no compactas comprimidas por flexión,

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq 1,6M_y \quad (\text{F9-6})$$

- (c) Para secciones con elementos esbeltos comprimidas por flexión

$$M_n = \frac{0,7ES_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (\text{F9-7})$$

donde

S_x = es el módulo elástico de la sección referido al ala en compresión, cm^3 (mm^3)

λ =

λ_{pf} = λ_p es la esbeltez límite para ala compacta, Tabla B4.1b

λ_{rf} = λ_r es la esbeltez límite para ala no compacta, Tabla B4.1b

Nota: Para ángulos dobles con las alas en compresión, M_n basado en pandeo local debe de ser determinado usando las disposiciones de la Sección F10.3 con b/t de el ala y F10-1 como límite superior.

4. Pandeo Local del Alma de Sección T en Compresión por Flexión

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (\text{F9-8})$$

donde

S_{xc} es el módulo elástico de la sección referido al ala en compresión, cm^3 (mm^3)

La tensión crítica, se determina a continuación:

$$\begin{aligned} \text{(a) Cuando } \frac{d}{t_w} \leq 0,84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ F_{cr} = F_y \end{aligned} \quad (\text{F9-9})$$

$$\begin{aligned} \text{(b) Cuando } 0,84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{d}{t_w} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ F_{cr} = \left[2,25 - 1,84 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] F_y \end{aligned} \quad (\text{F9-10})$$

$$\begin{aligned} \text{(c) Cuando } \frac{d}{t_w} \geq 1,03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ F_{cr} = \frac{0,69E}{\left(\frac{d}{t_w} \right)^2} \end{aligned} \quad (\text{F9-11})$$

Nota: Para ángulos dobles con las alas en el alma en compresión, M_n basado en pandeo local debe de ser determinado usando las disposiciones de la Sección F10.3 con b/t del ala del alma y Ecuación F10-1 como límite superior.

F10. ÁNGULOS SIMPLES

Esta sección aplica para ángulos simples con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud.

Los ángulos simples con restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud podrán ser diseñados basadas en flexión en torno de sus ejes geométricos (x , y). Ángulos simples sin restricción lateral-torsional continua a lo largo de su longitud deben ser diseñados usando las disposiciones para flexión en torno a sus ejes principales excepto cuando se permita aplicar las disposiciones para flexión en torno a sus ejes geométricos.

Si el momento resultante tiene componentes sobre ambos ejes principales, con o sin carga axial, o el momento es en uno de los ejes principales y además hay carga axial, la razón de tensiones combinadas debe de ser determinada empleando las disposiciones de la Sección H2.

Nota: Para el diseño respecto de los ejes geométricos, se deberá usar las propiedades de la sección calculadas en torno al eje x e y del ángulo, paralelo y perpendicular a las alas. Para el diseño respecto de los ejes principales, se deberá usar las propiedades de la sección calculadas en torno a los ejes principales mayor y menor del ángulo.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala.

Nota: Para flexión en el eje menor, solo se aplican los estados límite de fluencia y pandeo local de ala.

1. Fluencia

$$M_n = 1,5 M_y \quad (\text{F10-1})$$

donde

M_y = momento de primera fluencia en torno al eje de flexión, ton-m (N-mm)

2. Pandeo Lateral-Torsional

Para ángulos simples sin restricción continua al pandeo lateral-torsional a lo largo de su longitud.

(a) Cuando

$$M_n = \left(0,92 - \frac{0,17 M_e}{M_y} \right) M_y \quad (\text{F10-2})$$

(b) Cuando

$$M_n = \left(1,92 - 1,17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1,5 M_y \quad (\text{F10-3})$$

donde:

M_e , el momento de pandeo elástico lateral-torsional, es determinado de acuerdo con lo siguiente:

(i) Para flexión en torno del eje principal mayor de un ángulo de alas iguales:

$$M_e = \frac{0,46Eb^2t^2C_b}{L_b} \tag{F10-4}$$

(ii) Para flexión en torno del eje principal mayor de un ángulo de alas desiguales:

$$M_e = \frac{4,9EI_zC_b}{L_b^2} \left(\sqrt{\beta_w^2 + 0,052 \left(\frac{L_b t}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right) \tag{F10-5}$$

donde

C_b es calculado usando la Ecuación F1-1 con un valor máximo de 1,5.

L_b = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

I_z = momento de inercia del eje principal menor, cm^4 (mm^4)

r_z = radio de giro del eje principal menor, cm (mm)

t = espesor de ala del ángulo, cm (mm)

β_w propiedad de la sección para ángulos de alas desiguales; positivo para alas cortas en compresión y negativo para alas largas en compresión. Cuando el ala larga esta en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriostrada del miembro, deberá usarse el valor negativo de β_w

Nota: La ecuación para β_w y los valores para tamaños de ángulos comunes se presentan listados en el Comentario.

(iii) Para flexión en torno uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin compresión axial:

(a) sin arriostramiento lateral-torsional

(i) Con máxima compresión en el borde extremo

$$M_e = \frac{0,66Eb^4tC_b}{L_b^2} \left(\sqrt{1 + 0,78 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} - 1 \right) \tag{F10-6a}$$

(ii) Con máxima tracción en el borde extremo

$$M_e = \frac{0,66Eb^4tC_b}{L_b^2} \left(\sqrt{1 + 0,78 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} + 1 \right) \tag{F10-6b}$$

M_y debe tomarse como 0,80 veces el momento de primera fluencia calculado usando el módulo de sección elástico en torno al eje geométrico.

Nota: M_n puede tomarse como M_y para ángulos simples cuyo borde inferior del ala vertical está comprimido, y la razón de luz/alto sea menor o igual que

$$\frac{1,64E}{F_y} \sqrt{\left(\frac{t}{b}\right)^2 - 1,4 \frac{F_y}{E}}$$

- (b) Para flexión en torno uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales con arriostramiento lateral-torsional solamente en el punto de máximo momento:

M_e debe tomarse como 1,25 veces el valor de M_e calculado usando la Ecuación F10-6a o F10-6b.

M_y debe tomarse como el momento de primera fluencia calculado usando el módulo elástico geométrico.

3. Pandeo Local de Ala

El estado límite de pandeo local del ala aplica cuando el borde extremo del ala está en compresión.

- (a) Para secciones compactas, no aplica el estado límite de pandeo local del ala.
- (b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n = F_y S_c \left(2,43 - 1,72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \tag{F10-7}$$

- (c) Para secciones con alas esbeltas

$$M_n = F_{cr} S_c \tag{F10-8}$$

donde:

$$F_{cr} = \frac{0,71E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \tag{F10-9}$$

b = longitud completa del ala en compresión, cm (mm)

S_c = módulo elástico de la sección referido al borde exterior en compresión relativo al eje de flexión, cm³ (mm³). Para flexión en torno a uno de los ejes geométricos de un ángulo de alas iguales sin arriostramiento lateral-torsional, S_c debe ser 0,80 veces el módulo de sección en torno al eje geométrico.

F11. BARRAS RECTANGULARES Y CIRCULARES

Esta sección aplica a barras rectangulares y circulares flectadas en torno de cualquiera de sus ejes geométricos.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico), pandeo lateral-torsional.

1. Fluencia

Para barras rectangulares con $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0,08E}{F_y}$ flectadas en torno a su eje mayor, barras rectangulares flectadas en torno a su eje menor y barras circulares:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1,6 M_y \quad (\text{F11-1})$$

2. Pandeo Lateral Torsional

(a) Para barras rectangulares con $\frac{1,08E}{F_y} \leq \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1,9E}{F_y}$ flectadas en torno a su eje mayor:

$$M_n = C_b \left[1,52 - 0,274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (\text{F11-2})$$

(b) Para barras rectangulares con $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0,9E}{F_y}$ flectadas en torno a su eje mayor:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{F11-3})$$

donde

$$F_{cr} = \frac{1,9EC_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (\text{F11-4})$$

L_p = longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamiento lateral en la región de compresión, o entre puntos arriostrados para prevenir el giro de la sección, cm (mm)

d = altura de barra rectangular, cm (mm)

t = ancho de barra rectangular paralelo al eje de flexión, cm (mm)

(c) Para barras circulares y barras rectangulares flectadas en su eje menor, no necesita ser considerado el estado límite de pandeo lateral-torsional.

F12. SECCIONES ASIMÉTRICAS

Esta sección aplica a todos los perfiles asimétricos, excepto ángulos simples.

La resistencia de flexión nominal, M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento de primera fluencia), pandeo lateral-torsional, y pandeo local donde

$$F_n = F_{cr} \leq F_p \quad (\text{F12-1})$$

donde

S = el menor módulo elástico de sección referido al eje de flexión, cm^3 (mm^3)

1. Fluencia

$$F_n = F_y \quad (\text{F12-2})$$

2. Pandeo Lateral-Torsional

$$F_n = F_{cr} \leq F_p \quad (\text{F12-3})$$

donde

F_{cr} = tensión de pandeo lateral torsional de la sección, determinada mediante análisis, kgf/cm^2 (MPa)

Nota: En el caso de miembros de sección Z, se recomienda que F_{cr} se tome como 0,5 F_{cr} de un canal con las mismas propiedades de ala y alma.

3. Pandeo Local

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (\text{F12-4})$$

donde

F_{cr} = tensión de pandeo local para la sección determinada mediante análisis, kgf/cm^2 (MPa)

F13. PROPORCIONES DE VIGAS

1. Reducciones en la Resistencia de Miembros con Perforaciones en las Alas Traccionadas.

Esta sección aplica a perfiles laminados o armados y vigas con placas de cubierta con perforaciones, dimensionadas con base en la resistencia a flexión de la sección bruta.

Además de los estados límites especificados en otras secciones de este capítulo, la resistencia de flexión nominal, M_n , debe quedar restringido por el estado límite de rotura del ala en tracción.

- (a) Cuando $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$, no aplica el estado límite de rotura en tracción.
- (b) Cuando $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$, la resistencia de flexión nominal, M_n , en la ubicación de las perforaciones en el ala traccionada, no debe tomarse mayor que

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \quad (\text{F13-1})$$

donde

A_{fg} = área bruta del ala traccionada, calculada de acuerdo con las disposiciones de la Sección D3.1, cm^2 (mm^2)

A_{fn} = área neta del ala traccionada, calculada de acuerdo con las disposiciones de la Sección D3.2, cm^2 (mm^2)

$Y_t = 1,0$ para $F_y/F_u \leq 0,8$
 1,1 en otros casos

2. Valores límites de las dimensiones de Miembros con Sección H

Miembros de sección H con simetría simple deben satisfacer el siguiente límite:

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,9 \quad (\text{F13-2})$$

Miembros de sección H con almas esbeltas también deben satisfacer los siguientes límites:

(a) Cuando $\frac{a}{h} \leq 1,5$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{\max} = 12,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{F13-3})$$

(b) Cuando $\frac{a}{h} > 1,5$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{\max} = \frac{0,40E}{F_y} \quad (\text{F13-4})$$

donde

a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

En vigas altas sin atiesadores, h/t_w no debe exceder de 260. La razón entre el área del alma y del ala en compresión no debe exceder de 10.

3. Planchas de Cubierta

Las alas de las vigas soldadas pueden variar en espesor o ancho al traslaparle una serie de planchas o usando planchas de cubierta.

En vigas reforzadas con planchas de cubierta conectadas con pernos, el área total de las planchas agregadas no debe exceder de 70% del área total del ala.

Los pernos de alta resistencia o la soldadura que conecta el ala al alma, o planchas de cubierta al ala, deben ser dimensionados para resistir un corte horizontal total resultante de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos pernos o soldaduras intermitentes debe ser en proporción a la intensidad del corte.

Sin embargo, el espaciamiento longitudinal no debe exceder del máximo especificado para miembros en compresión o tracción en Secciones E6 o D4, respectivamente. Los

pernos o soldadura que conectan el ala al alma deben también ser dimensionados para transmitir al alma cualquier carga aplicada directamente sobre el ala, a no ser que se disponga una forma de transmitir tales cargas mediante apoyo directo.

Las planchas de cubierta de longitud parcial deben extenderse más allá del punto teórico de corte y la extensión debe quedar conectada a la viga por pernos de alta resistencia mediante una conexión de deslizamiento crítico o por soldadura de filete. Esta unión debe ser adecuada, en la resistencia aplicable dada por Secciones J2.2, J3.8 o B3.9 para desarrollar el aporte de resistencia a flexión de la plancha de cubierta en la viga en el punto teórico de corte.

Para planchas de cubierta soldadas, las soldaduras que conectan el borde de la plancha de cubierta a la viga deben ser continuas a lo largo de ambos bordes de la placa de cubierta en la longitud a' , definida abajo, y debe ser adecuada para desarrollar el aporte de resistencia a flexión de la placa a la resistencia en flexión de la viga a una distancia a' desde el extremo de la placa de cubierta.

- (a) Cuando hay una soldadura continua igual o mayor que tres cuartos del espesor de placa a través del extremo de la placa

$$a' = w \quad (F13-5)$$

donde

w = ancho de la placa de cubierta, cm (mm)

- (b) Cuando hay una soldadura continua menor que tres cuartos del espesor de la plancha a través del extremo de la plancha

$$a' = 1,5 w \quad (F13-6)$$

- (c) Cuando no hay soldadura a través del extremo de la plancha

$$a' = 2w \quad (F13-7)$$

4. Vigas Armadas

Cuando dos o más vigas o canales son usados lado a lado para formar un miembro en flexión, ellas deben ser conectadas de acuerdo con la Sección E6.2. Cuando hay cargas concentradas que son llevadas de una viga a la otra o distribuidas entre las vigas, deberá soldarse o apernarse diafragmas con suficiente rigidez para distribuir la carga entre las vigas.

5. Longitud no arriostrada para Redistribución de Momentos

Para la redistribución de momentos en vigas De acuerdo con Sección B3.7, la longitud no arriostrada lateralmente L_b , del ala en compresión adjunta a la ubicación en el extremo del momento redistribuido no debe de exceder L_m , que se determina de la siguiente manera:

- (a) Para vigas secciones H de doble simetría y de simetría simple con el ala en compresión igual o mayor que el ala en tensión cargada en el plano del alma:

$$L_m = \left[0,12 + 0,076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (\text{F13-8})$$

- (b) Para barras solidas rectangulares y vigas de cajón simétricas flectadas sobre su eje mayor

$$L_m = \left[0,17 + 0,10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0,10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (\text{F13-9})$$

donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada en el ala de compresión, kgf (MPa)

M_1 = menor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, t-m (N-mm)

M_2 = mayor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, t-m. (N-mm)

r_y = radio de giro en torno al eje menor, cm (mm)

(M_1/M_2) es positivo cuando los momentos producen *doble curvatura* y negativo para *curvatura simple*.

No hay límite en L_b para miembros con secciones transversales cuadradas o circulares o para cualquier eje flectado sobre el menor de menor inercia.

CAPÍTULO G

DISEÑO DE MIEMBROS EN CORTE

Este capítulo abarca el diseño de las almas de miembros con simetría doble o simple solicitados por corte en el plano del alma, ángulos simples y perfiles tubulares, y corte en la dirección débil de perfiles de simetría doble o simple.

El capítulo esta organizado de la siguiente manera:

- G1. Disposiciones Generales
- G2. Miembros con Almas No Atiesadas o Atiesadas
- G3. Campo de tracciones
- G4. Ángulos Simples
- G5. Tubos de Sección Rectangular y Cajón
- G6. Tubos Redondos
- G7. Corte en Eje Débil en Perfiles con Simetría Simple y Doble
- G8. Vigas con Aberturas en el Alma

Nota: Las siguientes secciones aplican para los casos que no se incluyen en este capítulo:

- H3.3 Secciones asimétricas.
- J4.2 Resistencia de corte de elementos conectores.
- J10.6 Corte en la *Zona Panel* del Alma.

G1. DISPOSICIONES GENERALES

Se presentan dos métodos para calcular la resistencia de corte. El método presentado en Sección G2 no utiliza la resistencia post pandeo del miembro (campo de tracciones). El método presentado en Sección G3 utiliza el campo de tracciones.

La resistencia de corte de diseño, $\phi_v V_n$, o la resistencia de corte admisible, V_n/Ω , deben ser determinados de la siguiente manera:

Para todas las disposiciones en este capítulo, excepto la Sección G2.1a:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

G2. MIEMBROS CON ALMAS NO ATIESADAS O ATIESADAS

1. Resistencia de Corte

Esta sección aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma.

La resistencia nominal de corte, V_n , de almas no atiesadas o atiesadas de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte, es

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (\text{G2-1})$$

- (a) Para almas de miembros laminados de Sección H con $h/t_w \leq 2,24\sqrt{E/F_y}$:

$$\phi_b = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,50 \text{ (ASD)}$$

y

$$C_v = 1,0 \quad (\text{G2-2})$$

Nota: Todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, y HP, excepto los perfiles W44x230, W40x149, W36x135, W33x118, W30x90, W24x55, W16x26, y W12x14, cumplen con el criterio establecido en Sección G2.1a para $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa).

- (b) Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

- (i) Cuando $h/t_w \leq 1,10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = 1,0 \quad (\text{G2-3})$$

- (ii) Cuando $1,10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1,37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1,10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (\text{G2-4})$$

- (iii) Cuando $h/t_w > 1,37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_v = \frac{1,51Ek_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (\text{G2-5})$$

Donde

A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, dt_w , cm^2 (mm^2)

h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, cm (mm); para secciones armadas soldadas, la distancia libre entre alas, cm (mm); para secciones armadas apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores, cm (mm); para secciones T, la altura total, cm (mm)

t_w = espesor del alma, cm (mm)

El coeficiente de *pandeo por corte* del alma, k_y , se determina como se indica a continuación:

(i) Para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$:

$$k_y = 5$$

excepto para el alma de perfiles T donde $k_y = 1,2$.

(ii) Para almas atiesadas:

$$\begin{aligned} k_y &= 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \\ &= 5 \text{ cuando } a/h > 3,0 \text{ o } a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \end{aligned} \quad (\text{G2-6})$$

donde

a = distancia libre entre atiesadores transversales, cm (mm)

Nota: Para todos los perfiles ASTM A6 W, S, M y HP, excepto para los perfiles M12.5x12.4, M12.5x11.6, M12x11.8, M12x10.8, M12x10, M10x8, y M10x7.5, donde $F_y = 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $C_v = 1,0$.

2. Atiesadores Transversales

No se requiere atiesadores transversales cuando $h/t_w \leq 2,46\sqrt{E/F_y}$, o cuando la resistencia disponible de corte disponible al corte de acuerdo con Sección G2.1 para $k_y = 5$ sea mayor a la resistencia requerida de corte.

El momento de inercia, I_{st} de los atiesadores transversales, tal como se indica en Sección G2.1, son usados para desarrollar la resistencia de corte disponible del alma, y deben tener un momento de inercia respecto a un eje que pasa por el centro del alma para pares de atiesadores o en torno de la cara en contacto con la plancha de alma para atiesadores simples debe reunir los siguientes requisitos

$$I_{st} \geq at_w^3 j \quad (\text{G2-7})$$

donde

$$j = \frac{2,5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0,5 \quad (\text{G2-8})$$

y b es la menor dimensiones ente a y h

Se permite que los atiesadores transversales no estén en contacto con el ala en tracción, puesto que no es necesario el desarrollo de aplastamiento para transmitir las cargas concentradas o reacciones. La soldadura que une los atiesadores transversales al alma debe ser terminada a una distancia no menor que cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor de alma medida desde el borde del ala. Cuando se utilizan atiesadores simples, estos deben ser unidos al ala en compresión cuando este consiste en una plancha rectangular, de manera de resistir cualquier tendencia a levantamiento ocasionado por torsión del ala.

Los pernos que conectan atiesadores al alma de una viga deben ser espaciados no más de 305 mm entre centros. Cuando se usan filetes intermitentes de soldaduras, la distancia libre entre soldaduras no debe ser mayor que 16 veces el espesor del alma ni menor que 250 mm.

G3. CAMPO DE TRACCIONES

1. Límites en el uso del campo de tracciones

Se permite el uso del campo de tracciones en miembros con alas cuando la plancha del alma es soportada por sus cuatro lados por alas o atiesadores. No se permite considerar esta acción en los siguientes casos:

- Para paneles extremos en todos los miembros con atiesadores transversales;
- Cuando a/h es mayor que 3,0 o $[260/(h/t_w)]^2$;
- Cuando $2A_w/(A_{fc} + A_{ft}) > 2,5$; o
- Cuando h/b_{fc} o h/b_{ft} son mayores que 6,0.

donde

A_{fc} = área del ala en compresión, cm^2 (mm^2)

A_{ft} = área del ala en tracción, cm^2 (mm^2)

b_{fc} = ancho del ala en compresión, cm (mm)

b_{ft} = ancho del ala en tracción, cm (mm)

En estos casos, la resistencia de corte nominal, V_n , debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de Sección G2.

2. Resistencia de corte considerando el campo de tracciones

Cuando el campo de tracciones es permitido de acuerdo con la Sección G3.1, la resistencia de corte nominal, V_n , considerando el campo de tracciones y de acuerdo con el estado límite de fluencia debe ser:

(a) Cuando $h/t_w \leq 1,10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$V_n = 0,6F_y A_w \quad (\text{G3-1})$$

(b) Cuando $h/t_w > 1,10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$V_n = 0,6F_y A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1,15\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \quad (\text{G3-2})$$

donde k y C_v son definidas en la Sección G2.1.

3. Atiesadores Transversales

Los atiesadores transversales necesarios para la formación del campo de tracciones deben cumplir los requerimientos de la Sección G2.2 y las siguientes limitaciones:

$$(1) \quad (b/t)_{st} \leq 0,56\sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \quad (\text{G3-3})$$

$$(2) \quad I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1}) \left[\frac{V_r - V_{c1}}{V_{c2} - V_{c1}} \right] \quad (\text{G3-4})$$

donde

$(b/t)_{st}$ = razón ancho/espesor del atiesador

F_{yst} = tensión de fluencia mínima especificada del material del atiesador, Kgf/cm² (MPa)

I_{st} = momento de inercia del atiesador transversal sobre un eje en el centro del alma para un par de atiesadores, o sobre la cara en contacto con la plancha del alma para un atiesador único, cm⁴ (mm⁴)

I_{st1} = momento de inercia mínimo del atiesador transversal requerido para el desarrollo de la resistencia por pandeo de corte del alma en Sección G2.2, cm⁴ (mm⁴)

I_{st2} = momento de inercia mínimo del atiesador transversal requerido para el desarrollo de la resistencia total por pandeo de corte del alma mas la resistencia por campo de tracciones en el alma, $V_r = V_{c2}$, cm⁴ (mm⁴)

$$= \frac{h^4 \rho_{st}^{1,3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1,5} \quad (\text{G3-5})$$

V_r = la mayor de las resistencia requerida de corte en la ubicación del atiesador, usando las combinaciones LRFD o ASD, kgf (kN)

V_{c1} = la menor de las resistencia de corte disponible con en la ubicación del atiesador con V_n tal como se define en Sección G2.1, kgf (kN)

V_{c2} = la menor de las resistencia de corte disponible con en la ubicación del atiesador con V_n tal como se define en Sección G3.2, kgf (kN)

ρ_{st} = el mayor de F_{yw} / F_{yst} y 1,0

F_{yw} = tensión de fluencia mínima especificada del material del alma, kgf/cm² (MPa)

G4. ÁNGULOS SIMPLES

La resistencia de corte nominal, V_n , del ala de un ángulo simple debe ser determinada usando la Ecuación G2-1 y Sección G2.1(b) con $A_w = bt$

donde

b = ancho del ala que resiste la fuerza de corte, cm (mm),

t = espesor del ala, cm (mm),

h/t_w = b/t

k_v = 1,2.

G5. TUBOS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CAJÓN

La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada usando las disposiciones de la Sección G2.1 con $A_w = 2ht$

donde

h = el ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado, cm (mm)

t = espesor de diseño de la pared, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared para HSS soldadas por resistencia eléctrica (ERW), o espesor nominal para HSS soldadas mediante arco-sumergido (SAW), cm (mm)

t_w = t , cm (mm)

k_v = 5.

Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior menos tres veces el espesor.

G6. TUBOS REDONDOS

La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos redondos, debe ser determinada de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y pandeo en corte:

$$V_n = F_{cr} Ag / 2 \quad (G6-1)$$

donde

F_{cr} debe ser el mayor entre:

$$F_{cr} = \frac{1,60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}}} \quad (\text{G6-2a})$$

y

$$F_{cr} = \frac{0,78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad (\text{G6-2b})$$

Pero no debe exceder $0,6 F_y$.

A_g = área bruta de la sección del miembro, cm^2 (mm^2)

D = diámetro exterior, cm (mm)

L_v = la distancia entre la fuerza de corte máxima y la fuerza de corte cero, mm (cm)

t = *espesor de pared de diseño*, igual a 0,93 veces el espesor de pared nominal para perfiles tubulares soldados por resistencia eléctrica (ERW HSS) e igual al espesor nominal para perfiles tubulares soldados al arco sumergido (SAW HSS), cm (mm)

Nota: Las ecuaciones de pandeo en corte, Ecuaciones G6-2a y G-62b, controlarán para D/t sobre 100, aceros de alta resistencia, y grandes longitudes. Para secciones estándar, la fluencia en corte controlara usualmente.

G7. CORTE RESPECTO DEL EJE DÉBIL EN PERFILES CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE

Para perfiles con simetría doble y simple cargados en el eje débil sin torsión, la resistencia de corte nominal, V_n , para cada elemento resistente al corte debe ser determinado usando la Ecuación G2-1 y Sección G2.1(b) con $A_w = b t_f$, $h/t_w = b/t_f$, $k_v = 1,2$ y

b = para alas de secciones H, la mitad de la longitud completa del ala, bf ; para las alas de canales, la dimensión nominal completa del ala, cm (mm)

Nota: Para todos los perfiles ASTM A6 W, S, M y HP, cuando $F_y \leq 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa), $C_v = 1,0$.

G8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA

El efecto de las aberturas en el alma de vigas de acero y vigas compuestas debe determinarse en la resistencia de corte. Cuando la resistencia requerida excede la resistencia disponible deberá disponerse del refuerzo adecuado en la abertura.

CAPÍTULO H

DISEÑO DE MIEMBROS PARA SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN

Este capítulo abarca el diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión en torno a uno o dos ejes, con o sin torsión, y miembros solicitados a torsión pura.

El capítulo esta organizado de la siguiente manera:

- H1. Miembros con Simetría Simple y Doble Solicitados a Flexión y Carga Axial
- H2. Miembros Asimétricos y Otros Solicitados a Flexión y Carga Axial
- H3. Miembros sujetos a Torsión y Combinación de Torsión, Flexión, Corte, y/o Carga Axial.
- H4. Ruptura de alas perforadas sujetas a tracción.

Nota: Para miembros de sección compuesta, ver Capítulo I.

H1. MIEMBROS CON SIMETRÍA SIMPLE Y DOBLE SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

1. Miembros con Simetría Doble y Simple Solicitados a Flexión y Compresión

La interacción de flexión y compresión en miembros con simetría doble y miembros con simetría simple que cumplen $0,1 \leq (I_{yc} / I_y) \leq 0,9$, y que solamente están solicitados a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las Ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde I_{yc} es el momento de inercia en torno al eje y referido al ala en compresión, cm^4 (mm^4).

Nota: Se permite utilizar la Sección H2 en vez de las disposiciones de esta sección.

(a) Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{H1-1a})$$

(b) Cuando $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{H1-1b})$$

donde

P_r = resistencia de compresión axial requerida, usando combinaciones de carga LRFD o ASD, kgf (kN)

P_c = resistencia de compresión axial disponible, kgf (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida, usando combinaciones de carga LRFD o ASD, kgf-m (N-mm)

M_c = resistencia de flexión disponible, kgf-m (N-mm)

x = subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte

y = subíndice que indica flexión en torno al eje débil

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

P_r = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

P_c = resistencia de compresión axial de diseño, determinada de acuerdo a Capítulo E, kgf (kN)
 $= \phi_c P_n$

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, T-m (N-mm)

M_c = resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo con capítulo E, T-m (N-mm)
 $= \phi_b M_n$

ϕ_c = factor de resistencia en compresión
 $= 0,90$

ϕ_b = factor de resistencia en flexión
 $= 0,90$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

P_r = resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf (kN)

P_c = resistencia de compresión axial admisible, determinada de acuerdo a Capítulo E, kgf (kN)
 $= P_n / \Omega_c$

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf-m (N-mm)

M_c = resistencia de flexión admisible, determinada de acuerdo con capítulo E, kgf-m (N-mm)
 $= M_n / \Omega_c$

Ω_c = factor de seguridad en compresión
 $= 1,67$

$$\begin{aligned}\Omega_b &= \text{factor de seguridad en flexión} \\ &= 1,67\end{aligned}$$

2. Miembros con Simetría Doble y Simple Sujetos a Flexión y Tracción

La interacción de flexión y tracción en miembros con simetría doble y simple que están solicitados solamente a flexión en torno a un eje geométrico (x y/o y) deben satisfacer las Ecuaciones H1-1a y H1-1b, donde:

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

$$P_r = \text{resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)}$$

$$\begin{aligned}P_c &= \text{resistencia de tracción axial de diseño, determinada de acuerdo con la Sección D2, kgf (kN)} \\ &= \phi_t P_n\end{aligned}$$

$$M_r = \text{resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)}$$

$$\begin{aligned}M_c &= \text{resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo F, kgf-m (N-mm)} \\ &= \phi_b M_n\end{aligned}$$

$$\Omega_t = \text{factor de resistencia en tracción (ver Sección D2)}$$

$$\Omega_b = \text{factor de resistencia en flexión} = 0,90$$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

$$P_r = \text{resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf (kN)}$$

$$\begin{aligned}P_c &= \text{resistencia de tracción axial admisible, determinada de acuerdo a Sección D2, kgf (kN)} \\ &= P_n / \Omega_t\end{aligned}$$

$$M_r = \text{resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf-m (N-mm)}$$

$$\begin{aligned}M_c &= \text{resistencia de flexión admisible, determinada de acuerdo con capítulo F, kgf-m (N-mm)} \\ &= M_n / \Omega_b\end{aligned}$$

$$\Omega_t = \text{factor de seguridad en tracción (ver Sección D2)}$$

$$\Omega_b = \text{factor de seguridad en flexión} = 1,67$$

Para miembros con simetría doble, el factor C_b en Capítulo F puede ser aumentado por $\sqrt{1 + \frac{\alpha P_a}{P_{ey}}}$ para tracción axial que actúa simultáneamente con flexión, donde $P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2}$.

y

$$\alpha = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1.6 \text{ (ASD)}$$

Se permite un análisis más detallado de las ecuaciones de interacción de flexión y tracción en vez de las Ecuaciones H1-1a y H1-1b.

3. Miembros Laminados Compactos con Simetría Doble Sometidos a Flexión Simple y Compresión

Para miembros laminados compactos con doble simetría con $(KL)_z \leq (KL)_y$ solicitados a flexión y compresión con momentos principalmente en un plano, se permite considerar dos estados límites independientes, *inestabilidad en el plano* y *pandeo fuera del plano* o *pandeo flexo-torsional*, en vez de la combinación entregada en Sección H1.1.

Para miembros con $M_r / M_c \geq 0,05$, deben seguirse las disposiciones de la Sección H1.1.

- Para el estado límite de inestabilidad en el plano, las Ecuaciones H1-1 deben ser usadas con P_c , M_r , y M_c determinados en el plano de flexión.
- Para el estado límite de pandeo fuera del plano y pandeo flexo-torsional:

$$\frac{P_r}{P_{cy}} \left(1,5 - 0,5 \frac{P_r}{P_{cy}} \right) + \left(\frac{M_{rx}}{C_b M_{cx}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{H1-2})$$

donde

P_{cy} = resistencia de compresión axial disponible fuera del plano de flexión, kgf (kN)

C_b = factor de modificación por pandeo flexo-torsional, determinado de la Sección F1

M_{cx} = resistencia de flexo-torsión disponible para flexión en el eje fuerte, determinada en acuerdo con Capítulo F, usando $C_b = 1,0$, kgf-m (N-mm)

Nota: En la Ecuación H1-2, $C_b M_{cx}$ puede ser mayor que $\phi_b M_{px}$ en LRFD o M_{px} / Ω_b en ASD. La resistencia en fluencia de la viga-columna es reflejada por las Ecuaciones de H1-1.

H2. MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y OTROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

Esta sección abarca la interacción de tensiones de flexión y axial para perfiles no abarcados en Sección H1. Se permite utilizar las disposiciones de esta sección para cualquier perfil en vez de las disposiciones de Sección H1.

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 1,0 \quad (\text{H2-1})$$

donde

f_m = tensión axial requerida en el punto considerado, kgf/cm² (MPa)

F_{ca} = tensión axial disponible en el punto considerado, kgf/cm² (MPa)

f_{rbw}, f_{rbz} = tensión de flexión requerida en el punto considerado, kgf/cm² (MPa)

F_{cbw}, F_{cbz} = tensión de flexión disponible en el punto considerado, kgf/cm² (MPa)

W = subíndice que indica flexión en torno al eje principal mayor

z = subíndice que indica flexión en torno al eje principal menor

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

f_{ra} = tensión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf/cm² (MPa)

F_{ca} = $\phi_c F_{cr}$ = tensión axial de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo E para compresión o Sección D2 para tracción, kgf/cm² (MPa)

F_{rbw}, F_{rbz} = tensión de flexión requerida en ubicación específica de la sección, usando las combinaciones de carga LRFD, kgf/cm² (MPa)

F_{cbw}, F_{cbz} = $\frac{\phi_b M_n}{S}$ = tensión de flexión de diseño, determinada de acuerdo con capítulo F, kgf/cm² (MPa). Usar el módulo de sección para la Ubicación específica en la sección y considerar el signo de la tensión.

ϕ_c = factor de resistencia en compresión
= 0,90

ϕ_t = factor de resistencia en tracción (Sección D2)

ϕ_t = factor de resistencia en flexión
= 0,90

Para diseño de acuerdo con Sección B3.4 (ASD):

f_{ra} = tensión axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf/cm² (MPa)

F_{ca} = $\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$ = tensión axial admisible, determinada de acuerdo con Capítulo E para compresión o Sección D2 para tracción, kgf/cm² (MPa)

F_{rbw}, F_{rbz} = tensión de flexión requerida en ubicación específica de la sección, usando las combinaciones de carga ASD, kgf/cm² (MPa)

F_{cbw}, F_{cbz} = $\frac{M_n}{\Omega_b S}$ = tensión de flexión admisible, determinada de acuerdo con Capítulo F, kgf/cm² (MPa). Usar el módulo de sección para la ubicación específica en la sección y considerar el signo de la tensión.

ϕ_c = factor de seguridad en compresión
= 1,67

ϕ_t = factor de seguridad en tracción (Sección D2)

ϕ_t = factor de seguridad en flexión
= 1,67

La Ecuación H2-1 debe ser evaluada usando ejes principales de flexión al considerar el sentido de las tensiones de flexión en los puntos críticos de la sección. Los términos de flexión pueden ser sumados o restados del término axial. Cuando la fuerza axial es de compresión, los efectos de segundo orden deben ser incluidos de acuerdo con las disposiciones del Capítulo C.

Se permite un análisis más detallado de la interacción de flexión y tracción en vez de la Ecuación H2-1.

H3. MIEMBROS BAJO TORSIÓN Y COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE, Y/O CARGA AXIAL.

1. Resistencia Torsional de Secciones Tubulares Redondas y Rectangulares

La resistencia torsional de diseño, $\phi_T T_n$, y/o la resistencia torsional admisible, T_n / Ω_T , para secciones tubulares redondas o rectangulares, de acuerdo con los estados límites de fluencia torsional y pandeo torsional, debe ser determinada como sigue:

$$\phi_T = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_T = 1,67 \text{ (ASD)}$$

$$T_n = F_{cr} C \quad \text{(H3-1)}$$

donde C es la constante torsional para secciones tubulares.

La tensión crítica, F_{cr} , debe ser determinada como sigue:

(a) Para tubos redondos, F_{cr} debe ser el mayor entre

$$F_{cr} = \frac{1,23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}} \quad \text{(H3-2a)}$$

y

$$F_{cr} = \frac{0,60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} \quad \text{(H3-2b)}$$

pero no debe exceder $0,6 F_y$, donde

L = longitud del miembro, cm (mm)

D = diámetro exterior, cm (mm)

(b) Para tubos rectangulares

(i) Cuando $h/t \leq 2,45 \sqrt{E/F_y}$

$$F_{cr} = 0,6 F_y \quad \text{(H3-3)}$$

(ii) Cuando $2,45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3,07\sqrt{E/F_y}$,

$$F_{cr} = 0,6F_y \left(2,45\sqrt{E/F_y} \right) / (h/t) \quad (\text{H3-4})$$

(iii) Cuando $3,07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$

$$F_{cr} = 0,458\pi^2 E / (h/t)^2 \quad (\text{H3-5})$$

donde

h = ancho plano o lado de mayor longitud tal como se define en Sección B4.1b(d), cm (mm)

t = espesor de diseño de la pared tal como se define en Sección B4.2, cm (mm)

Notas: La constante de corte torsional, C , puede ser tomada conservadoramente como:

Para tubos redondos:
$$C = \frac{\pi(D-t)^2 t}{2}$$

Para tubos rectangulares:
$$C = 2(B-t)(H-t)t - 4,5(4-\pi)t^3$$

2. Secciones Tubulares solicitadas a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial

Cuando la resistencia torsional requerida, T_r , es menor o igual que el 20% de la resistencia torsional disponible, T_c , la interacción de torsión, corte, flexión y/o carga axial para secciones tubulares debe ser determinada de acuerdo con la Sección H1 y los efectos torsionales deben ser despreciados. Cuando T_r excede el 20% de T_c , la interacción de torsión, corte, flexión y/o carga axial debe ser determinada en el punto de consideración por

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{H3-6})$$

donde

Para diseño de acuerdo con Sección B3.3 (LRFD):

P_r = resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

$P_c = \phi P_n$ = resistencia de tracción o compresión axial de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo D o E, kgf (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)

$M_c = \phi_b M_n =$ resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo F, kgf-m (N-mm)

$V_r =$ resistencia de corte requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

$V_c = \phi_V V_n =$ resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo G, kgf (kN)

$T_r =$ resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)

$T_c = \phi_T T_n =$ resistencia torsional de diseño, determinada de acuerdo con Sección H3.1, kgf-m (N-mm)

Para diseño de acuerdo con Sección B3.4 (ASD):

$P_r =$ resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf (kN)

$P_c = P_n / \Omega =$ resistencia de tracción o compresión axial admisible, determinada de acuerdo con Capítulo D o E, kgf (kN)

$M_r =$ resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD determinadas de acuerdo con Sección B5, kgf-m (N-mm)

$M_c = M_n / \Omega_b =$ resistencia de flexión admisible, determinada de acuerdo con Capítulo F, kgf-m (N-mm)

$V_r =$ resistencia de corte requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf (kN)

$V_c = V_n / \Omega_v =$ resistencia de corte admisible, determinada de acuerdo con Capítulo G, kgf (kN)

$T_r =$ resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf-m (N-mm)

$T_c = T_n / \Omega_T =$ resistencia torsional admisible, determinada de acuerdo con Sección H3.1, kgf-m (N-mm)

3. Miembros No Tubulares bajo Torsión y Tensiones Combinadas

La resistencia torsional disponible para miembros de sección no tubular debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de *fluencia* bajo tensión normal, *fluencia en corte* bajo tensión de corte, o *pandeo*, determinado como sigue:

$$\phi_T = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_T = 1,67 \text{ (ASD)}$$

(a) Para el estado límite de fluencia bajo tensión normal

$$F_n = F_y \tag{H3-7}$$

(b) Para el estado límite de fluencia en corte bajo tensión de corte

$$F_n = 0,6 F_y \quad (\text{H3-8})$$

(c) Para el estado límite de pandeo

$$F_n = F_{cr} \quad (\text{H3-9})$$

donde

F_{cr} = tensión de pandeo para la sección determinada por análisis, kgf/cm² (MPa)

Se permite algo de fluencia por pandeo local siempre que esté restringido a zonas adyacentes a las áreas que deben permanecer elásticas.

H4. RUPTURA DE ALAS PERFORADAS SUJETAS A TRACCIÓN

En la ubicación de las perforaciones para pernos en las alas sujetas a tracción bajo fuerzas axiales y de flexión sobre el eje mayor combinadas, la resistencia de ruptura por tracción del ala deberá ser limitada por la Ecuación H4.1. Cada ala sujeta a tracción por carga axial y flexión deberá ser verificada separadamente.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1,0 \quad (\text{H4-1})$$

donde

P_r = resistencia axial requerida del miembro en la ubicación de las perforaciones de los pernos, positiva en tensión, negativa en compresión, kgf (kN)

P_c = resistencia de axial disponible para los estados límite de ruptura por tracción del área neta en la ubicación de las perforaciones de los pernos, kgf (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida en la ubicación de las perforaciones de los pernos; positiva para tracción en el ala en consideración, negativa para compresión, kgf-m (N-mm)

M_c = resistencia de flexión disponible en el eje x para el estado límite de ruptura por tracción de el ala, determinada de acuerdo con Sección F13.1. Cuando el estado límite de ruptura por tracción por flexión no se aplica, use el momento plástico por flexión, M_p , determinado sin considerar las perforaciones de los pernos, kgf-m (N-mm)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

P_r = resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

$P_r = \phi_c P_n$ = resistencia axial de diseño para el estado límite de ruptura por tracción, determinada de acuerdo con Sección D2(b), kgf (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)

$M_c = \phi_b M_n$ = resistencia de flexión de diseño, determinada de acuerdo con la sección F13.1 o el momento plástico por flexión, M_p , determinado sin considerar las perforaciones de los pernos, según sea aplicable, kgf-m (N-mm)

ϕ_c = factor de resistencia para ruptura por tracción
= 0,75

ϕ_b = factor de resistencia en flexión
= 0,90

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

P_r = resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf (kN)

$P_r = P_n / \Omega_c$ = resistencia axial admisible para el estado límite de ruptura por tracción, determinada de acuerdo con Sección D2 (b), kgf (kN)

M_r = resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf-m (N-mm)

$M_c = M_n / \Omega_c$ = resistencia de flexión de admisible, determinada de acuerdo con la sección F13.1 o el momento plástico por flexión, M_p , determinado sin considerar las perforaciones de los pernos, según sea aplicable, kgf-m (N-mm)

Ω_c = factor de seguridad en compresión
= 2,00

Ω_b = factor de seguridad en flexión
= 1,67

CAPÍTULO I

DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA

Este Capítulo abarca el diseño de miembros compuestos formados por perfiles de acero estructural laminados o armados o Secciones tubulares y concreto estructural actuando en conjunto, y vigas de acero que soportan losas de concreto reforzado conectadas de manera tal que actúan en conjunto para resistir la flexión. También se incluyen vigas de sección compuesta simples y continuas con conectores de corte de acero y vigas embebidas en concreto y vigas rellenas en concreto, construidas con o sin apuntalamientos temporales.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

- I1. Disposiciones Generales
- I2. Fuerza Axial
- I3. Flexión
- I4. Corte
- I5. Combinación de Carga Axial y Flexión
- I6. Transferencia de Cargas
- I7. Diafragmas Compuestos y Vigas Colectoras
- I8. Anclajes de Acero
- I9. Casos Especiales

I1. DISPOSICIONES GENERALES

Para determinar los efectos de carga en miembros y conexiones de una estructura que incluye miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva para cada instante de incremento de carga aplicada.

1. Concreto y Acero de Refuerzo

El diseño, detallamiento y propiedades de los materiales relacionados a las partes de concreto y acero de refuerzo en la construcción compuesta deben cumplir con las especificaciones de diseño para concreto reforzado y barras de refuerzo estipuladas por la normativa de edificación aplicable. Adicionalmente podrán aplicarse las disposiciones del Código ACI 318 con las siguientes excepciones y limitaciones

- (1) ACI 318. Secciones 7.8.2 y 10.13, y el Capítulo 21 serán excluidos en su totalidad.
- (2) Las limitaciones sobre concreto y el acero de refuerzo serán las especificadas en la Sección 11.3
- (3) Las limitaciones de Refuerzo transversal serán las especificadas en la Sección I2.1a (2), como complemento a las especificadas en ACI 318.
- (4) La mínima razón de refuerzo longitudinal para miembros embebidos en concreto será la especificada en la Sección I2.1a (3).

Los componentes de Concreto y de Acero de Refuerzo diseñados de acuerdo con ACI 318 deberán estar basados en el nivel de carga correspondiente a las combinaciones de carga LRFD.

Nota: El intento de la Especificación es que las porciones de concreto y de acero de refuerzo en miembros compuestos de concreto sean detallados empleando las disposiciones para elementos no compuestos de ACI 318 siendo modificadas por la Especificación. Todos los requerimientos específicos para miembros compuestos son cubiertos en la Especificación.

Nótese que la base de diseño para ACI 318 es el diseño por resistencia. Los diseñadores que empleen ASD en acero deben ser conscientes de los diferentes factores de carga.

2. Resistencia Nominal de Secciones Compuestas

La resistencia nominal de secciones compuestas deberá ser determinada de acuerdo con el método de distribución de las tensiones plásticas o el método de compatibilidad de las deformaciones tal como se define en esta sección.

La resistencia a tracción del concreto deberá ser despreciada en la determinación de la resistencia nominal de miembros compuestos.

Los efectos por pandeo local deberán ser considerados para *miembros compuestos rellenos* como se define en la Sección I1.4. Los efectos por pandeo local no necesitan ser considerados para los *miembros compuestos embebidos*.

2a. Método de Distribución de las Tensiones Plásticas

Para el *método de distribución de las tensiones plásticas*, la *resistencia nominal* debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la tensión F_y en tracción o en compresión, según corresponda y que los componentes de concreto debido a fuerzas axiales y/o flexión han alcanzado la tensión de $0,85f'_c$. En el caso de secciones tubulares redondas, rellenas de concreto se permite emplear una tensión de $0,95f'_c$, para tomar en cuenta los efectos de confinamiento en las componentes de concreto sometidas a compresión por fuerzas axiales y/o por flexión.

2b. Método de Compatibilidad de las Deformaciones

En el caso del *método de compatibilidad de las deformaciones*, debe suponerse una distribución lineal de las deformaciones en la sección, con una deformación unitaria máxima del concreto en compresión de 0,003 mm/mm. Las relaciones tensión-deformación del acero y del concreto deben ser obtenidas de ensayos o de resultados publicados para materiales similares.

Nota: El método de compatibilidad de las deformaciones debe ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares y para casos donde el acero no exhibe un comportamiento elasto-plástico. Guías generales para el método de compatibilidad de deformaciones para columnas embebidas sujetas a fuerza axial, flexión o a ambas se presentan en la *Guía de Diseño 6 AISC* y en ACI 318.

3. Limitaciones del Material

Para concreto, acero estructural y barras de acero de refuerzo en sistemas compuestos deberán cumplirse las siguientes limitaciones, a menos que se justifique valores distintos mediante ensayos o análisis:

- (1) Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión f'_c no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm² (70 MPa) en concreto de peso normal y no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 430 kgf/cm² (42 MPa) en el caso de concreto liviano.

Nota: El concreto de alta resistencia puede ser utilizado para cálculos de rigidez pero no se puede contar con él para cálculos de resistencia a menos que sea justificado mediante ensayos o análisis.

- (2) La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5.355 kgf/cm² (525 MPa).

4. Clasificación de Secciones Compuestas Rellenas para Pandeo Local

Para compresión, las secciones compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas. Para que una sección califique como compacta, la máxima razón ancho-espesor ende sus elementos de acero sujetos a compresión no debe exceder la razón ancho-espesor límite, λ_p , de la Tabla I1.1a. Si la máxima razón ancho-espesor de uno o más de sus elementos de acero sujetos a compresión excede λ_p , pero no λ_r de la Tabla I1.1a, la sección compuesta rellena es no compacta. Si la máxima razón ancho-espesor de cualquier elemento de acero sujeto a compresión excede λ_r , la sección es esbelta. La máxima razón ancho-espesor permitida deberá ser la especificada en la tabla.

Para flexión, las secciones compuestas rellenas son clasificadas como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como compacta, la máxima razón ancho-espesor ende sus elementos de acero sujetos a compresión no debe exceder la razón ancho-espesor límite, λ_p , de la Tabla I1.1b. Si la máxima razón ancho-espesor de uno o más de sus elementos de acero sujetos a compresión excede λ_p , pero no λ_r de la Tabla I1.1b, la sección compuesta rellena es no compacta. Si la máxima razón ancho-espesor de cualquier elemento de acero sujeto a compresión excede λ_r , la sección es esbelta. La máxima razón ancho-espesor permitida deberá ser la especificada en la tabla.

Para definiciones de ancho (b y D) y de espesor (t) para secciones tubulares (HSS) rectangulares y redondas referirse a Tabla B4.1a y a Tabla B4.1b.

Nota: Todas las secciones tubulares rectangulares corrientes (HSS) ASTM A500 Grado B son compactas de acuerdo con los límites de la Tabla I1.1a y Tabla I1.1b, excepto HSS7x7x¹/₈, HSS8x8x¹/₈, HSS9x9x¹/₈, HSS7x7x¹/₈, HSS12x12x3/16, las que son no compactas tanto para compresión axial como para flexión. Todas las secciones tubulares circulares corrientes (HSS) ASTM A500 Grado B son compactas de acuerdo con los límites de la Tabla I1.1a y Tabla I1.1b, excepto HSS16x0.25, la que es no compactas para flexión.

TABLA I1.1a Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial Para Uso con Sección I2.2				
Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	λ_p Compacto/ No compacto	λ_r No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

TABLA I1.1b Razones Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a flexión Para Uso con Sección I3.4				
Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	λ_p Compacto/ No compacto	λ_r No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido
Alas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	D/t	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

I2. FUERZA AXIAL

Esta Sección aplica a dos tipos de miembros compuestos sometidos a carga axial: miembros compuestos embebidos y miembros compuestos rellenos.

1. Miembros Compuestos Embebidos

1a. Limitaciones

Las columnas compuestas embebidas deben ser sujetas a las siguientes limitaciones:

- (1) El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.
- (2) La funda de concreto que rodea al núcleo de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y armaduras transversales, materializadas como estribos, ganchos o armaduras helicoidales.

Cuando se empleen ganchos, un mínimo de ya sea una barra No. 3 (10 mm) espaciada a un máximo de 12 in. (305 mm) entre trabas, o una barra No. 4 (13 mm) con un espaciamiento mayor de 16 in. (406 mm) entre trabas deberá ser empleado. Refuerzo de alambre deformado o soldado de área equivalente es permitido. El espaciamiento máximo de ganchos laterales no debe exceder 0,5 veces la menor dimensión de la *columna*.

- (3) La cuantía mínima del refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr} , debe ser 0,004, donde ρ_{sr} es dado por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (I2-1)$$

donde

A_g = área bruta del miembro compuesto, cm^2 (mm^2)

A_{sr} = área de barras de refuerzo continuo, cm^2 (mm^2)

1b. Resistencia a Compresión

La resistencia de diseño de compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible de compresión, P_n/Ω_c , de columnas compuestas embebidas cargadas axialmente debe ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en la esbeltez de la columna como sigue:

$$\phi_c = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2,00 \text{ (ASD)}$$

- (a) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2,25$

$$P_n = P_o \left[0,658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] \quad (I2-2)$$

- (b) Cuando $\frac{P_{no}}{P_e} > 2,25$

$$P_n = 0,877 P_e \quad (I2-3)$$

donde:

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yf} A_{sr} + 0,85 f'_c A_c \quad (I2-4)$$

P_e = carga crítica de pandeo elástico determinada de acuerdo con Capítulo C o con Anexo 7, T (N)

$$= \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad (I2-5)$$

A_c = área de concreto, cm^2 (mm^2)

A_s = área de la sección de acero, cm^2 (mm^2)

E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0,136w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$, kgf/cm^2 ($0,043w_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$, MPa)

EI_{eff} = rigidez efectiva de la sección compuesta, kgf-cm^2 (N-mm^2)

$$= E_s I_s + 0,5 E_s I_{sr} + C I E_c I_c \quad (\text{I2-6})$$

C_1 = coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de una sección compuesta embebida en compresión

$$= \cdot 0,1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,3 \quad (\text{I2-7})$$

E_s = módulo de elasticidad del acero = $2.040.000 \text{ kgf/cm}^2$ (200.000 MPa)

F_y = tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero, kgf/cm^2 (MPa)

F_{ysr} = tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo, kgf/cm^2 (MPa)

I_c = momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, cm^4 (mm^4)

I_s = momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, cm^4 (mm^4)

I_{sr} = momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta, cm^4 (mm^4)

K = factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con el Capítulo C

L = longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm (mm)

f'_c = resistencia a compresión especificada del concreto, kgf/cm^2 (MPa)

w_c = peso del concreto por unidad de volumen ($1,500 \leq w_c \leq 2,500 \text{ kgf/m}^3$)

La resistencia disponible a compresión no necesita ser menor que la especificada para el el miembro de acero descubierto según los requisitos del Capítulo E.

1c. Resistencia a Tracción

La resistencia disponible de tracción de miembros compuestos embebidos cargados axialmente debe ser determinada por el estado límite de fluencia como se muestra a continuación:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (\text{I2-8})$$

$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

1d. Transferencia de Carga

Los requisitos de transferencia de carga para miembros compuestos embebidos deberán ser determinados en acuerdo con Sección I6.

1e. Requisitos de Detallamiento

Deberá existir un espaciamiento claro entre el núcleo de acero y el refuerzo longitudinal de un mínimo de 1,5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menos que 38 mm.

Cuando la sección compuesta se construye con una sección armada, los perfiles deben ser interconectados con enlaces, planchas de asiento, planchas de refuerzo o componentes similares a fin de prevenir el pandeo de los perfiles individuales bajo cargas aplicadas previo al endurecimiento del concreto.

2. Columnas Compuestas Rellenas

2a. Límites

Para miembros compuestos rellenos, el área transversal de la sección de acero deberá contener por lo menos un 1% del área total de sección compuesta.

Los miembros compuestos rellenos deberán ser clasificados para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

2b. Resistencia de Compresión

La resistencia de compresión disponible de miembros compuestos rellenos con doble simetría cargados axialmente deberá ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en Sección I2.1b con las siguientes modificaciones:

(a) Para secciones compactas

$$P_{no} = P_p \quad (I2-9a)$$

donde

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9b)$$

$C_2 = 0,85$ para secciones rectangulares y $0,95$ para secciones circulares

(b) Para secciones no compactas

$$P_p = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (I2-9c)$$

donde:

λ , λ_p y λ_r son las razones de esbeltez determinadas de Tabla I1.1a

P_p es determinado de ecuación I2-9b

$$P_y = F_y A_s + 0,7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9d)$$

(c) Para secciones esbeltas

$$P_y = F_{cr} A_s + 0,7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (I2-9e)$$

donde

(i) Para secciones rectangulares rellenas

$$F_{cr} = \frac{9,0 E_s}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (I2-10)$$

(ii) Para secciones redondas rellenas

$$F_{cr} = \frac{0,72 F_y}{\left(\left(\frac{D}{t} \right) \frac{F_y}{E_s} \right)^{0,2}} \quad (I2-11)$$

La rigidez efectiva de una sección compuesta, EI_{eff} , para todas las secciones debe ser de:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (I2-12)$$

donde

C_3 = coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión

$$= 0,6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0,9 \quad (I2-13)$$

La resistencia a compresión disponible no necesita ser menor que la especificada para el miembro de acero descubierto según los requisitos del Capítulo E.

2c. Resistencia a Tracción

La resistencia disponible a tracción de miembros compuestos rellenos axialmente cargados deberá ser determinada para el estado límite de fluencia como sigue:

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} \quad (I2-14)$$

$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

2d. Transferencia de Carga

Los requisitos de transferencia de carga para miembros compuestos rellenos deberán ser determinados en acuerdo con Sección I6.

I3. FLEXIÓN

Esta Sección aplica a tres tipos de miembros compuestos sujetos a flexión: vigas compuestas con anclajes de acero consistentes de pernos o canales conectores de corte, miembros compuestos embebidos y miembros compuestos rellenos.

1. General

1a. Ancho Efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no puede exceder:

- (1) un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;
- (2) un medio de la distancia el eje de la viga adyacente; o
- (3) la distancia al borde de la losa.

1b. Resistencia Durante la Construcción

Cuando no se disponga apuntalamiento temporal durante la construcción, la sección de acero sola debe tener la resistencia suficiente para soportar todas las cargas aplicadas antes que el concreto obtenga el 75% de su resistencia especificada f'_c . La resistencia disponible de flexión de la sección de acero debe ser determinada de acuerdo con el Capítulo F.

2. Vigas Compuestas con Conectores de Corte

2a. Resistencia para Flexión Positiva

La resistencia de diseño para flexión positiva, $\phi_b M_n$, o la resistencia admisible de flexión positiva, M_n / Ω_b , debe ser determinada por el estado límite de fluencia como sigue:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

- (a) Para $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/F_y}$

M_n debe ser determinado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

Nota: Todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, y HP satisfacen el límite dado en Sección I3.2a(a) para $F_y \leq 3.520 \text{ kgf/cm}^2$ (345 MPa).

(b) Cuando $h/t_w > 3,76\sqrt{E/F_y}$

M_n debe ser determinado por la superposición de tensiones elásticas, considerando los efectos de apuntalamiento, para el estado límite de fluencia (momento de primera fluencia).

2b. Resistencia para Flexión Negativa

La resistencia para flexión negativa disponible debe ser determinada solo para la sección de acero sola, de acuerdo con los requisitos del Capítulo F.

Alternativamente, la resistencia disponible de flexión negativa debe ser determinada a partir de una distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico), con

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

supuesto que:

- (1) La viga de acero es compacta y está debidamente arriostrada de acuerdo con el Capítulo F.
- (2) La losa está vinculada a la viga de acero en la región de momento negativo mediante conectores de corte.
- (3) El refuerzo de losa paralelo a la viga de acero se desarrolla apropiadamente dentro del ancho efectivo de la losa.

2c. Resistencia de Vigas Compuestas con Planchas colaborantes de Acero

(1) General

La resistencia disponible de flexión de una construcción compuesta consistente en losas de concreto sobre planchas colaborantes de acero conectadas a vigas de acero debe ser determinada por las disposiciones aplicables de las Secciones I3.2a y I3.2b, con los siguientes requisitos:

- (1) La altura nominal del nervio no debe ser mayor que 75 mm. El ancho promedio del nervio de concreto o cartela, w_r , no debe ser menor que 50 mm, y para efectos de cálculo no mayor que la distancia libre al borde superior de la plancha colaborante.
- (2) La losa de concreto debe ser conectada a la viga de acero con pernos conectores de corte soldados de 19 mm de diámetro o menor (AWS D1.1). Los conectores de corte pueden ser soldados a través de la plancha colaborante de acero o pueden soldarse directamente a la sección de acero. Después de su instalación, los conectores deben extenderse no menos que 38 mm por sobre el borde superior de la plancha colaborante de acero y debe haber por lo menos 13 mm de recubrimiento de concreto por sobre la cabeza de los conectores instalados.
- (3) El espesor de losa por sobre la plancha colaborante de acero no debe ser menor que 50 mm.

- (4) La plancha colaborante de acero debe quedar anclada a todos los miembros soportantes con un espaciamiento que no debe exceder 460 mm. Tal anclaje debe ser realizado mediante conectores de corte, una combinación de espárragos y soldaduras de tapón u otro dispositivo especificado por los documentos contractuales.

(2) Nervios Orientados Perpendicularmente a la Viga de Acero

En la determinación de las propiedades de la sección compuesta y al calcular A_c para nervios orientados perpendicularmente a las vigas de acero, se despreciará el concreto ubicado bajo del borde superior de la plancha colaborante de acero.

(3) Nervios Orientados Paralelamente a la Viga de Acero

En la determinación de las propiedades de la sección compuesta, puede considerarse el concreto ubicado bajo del borde superior de la plancha colaborante de acero y debe ser considerado al calcular A_c .

Los nervios de la plancha colaborante de acero sobre vigas soportantes pueden separarse longitudinalmente para formar una cartela de concreto.

Cuando la profundidad nominal de la plancha de acero es de 38 mm o mayor, el ancho promedio, w_p , del nervio no debe ser menor que 50 mm para el primer conector de corte en la fila transversal más cuatro diámetros del conector para cada conector adicional.

2d. Transferencia de Carga entre la Viga de Acero y la Losa de Concreto

(1) Transferencia de Carga para Momento Positivo

El corte horizontal total en la interface entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de corte, excepto para vigas embebidas en concreto como se define en Sección I3.3. Para acción colaborante con concreto solicitado en compresión por flexión, el corte nominal entre la viga de acero y la losa de concreto, transferido por *anclajes de acero*, V' , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los estados límites de aplastamiento del concreto, fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia al corte de los anclajes de acero:

- (a) Para el estado límite de aplastamiento del concreto

$$V' = 0,85 f'_c A_c \quad (I3-1a)$$

- (b) Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero

$$V' = F_y A_s \quad (I3-1b)$$

- (c) Para el estado límite de resistencia del conector de corte

$$V' = \Sigma Q_n \quad (I3-1c)$$

donde

A_c = área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo, cm^2 (mm^2)

A_s = área de la sección de acero, cm^2 (mm^2)

ΣQ_n = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, kgf (kN)

(2) Carga Transferida para Momento Negativo

Para vigas compuestas continuas donde el refuerzo de acero longitudinal en la región de momentos negativos se considera que actúa en colaboración con la viga de acero, el corte horizontal total entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los siguientes estados límites:

(a) Para el estado límite de fluencia en tracción del refuerzo de losa

$$V' = F_{ysr} A_{sr} \quad (I3-2a)$$

donde

A_{sr} = área de refuerzo de acero longitudinal debidamente desarrollado dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, cm^2 (mm^2)

F_{ysr} = tensión de fluencia mínima especificada del acero de refuerzo, kgf/cm^2 (MPa)

(b) Para el estado límite de resistencia del conector de corte

$$V' = \Sigma Q_n \quad (I3-2b)$$

3. Miembros Compuestos Embebidos

La resistencia de flexión disponible de miembros compuestos embebidos debe ser determinada como sigue a continuación:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal a flexión, M_n , deberá ser determinada con uno de los siguientes métodos:

- Para el estado límite de la primera fluencia (momento de primera fluencia), se determina mediante la superposición de tensiones elásticas en la sección compuesta, considerando los efectos de apuntalamiento.
- Para el estado límite de fluencia (momento plástico), por distribución de tensiones plásticas en la sección de acero solamente
- Para el estado límite de fluencia (momento plástico), se permite por distribución de tensiones plásticas o por el método de compatibilidad de deformaciones en la

sección compuesta. Para miembros embebidos en concreto, deben emplearse anclajes de acero.

4. Miembros Compuestos Rellenos

4a. Limitantes

Las secciones compuestas rellenas deberán ser clasificadas para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

4b. Resistencia a flexión

La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal a flexión, M_n , deberá ser determinada como sigue:

(a) Para secciones compactas

$$M_n = M_p \quad (I3-3a)$$

Donde

M_n = momento correspondiente a la distribución de tensiones plásticas en la sección transversal del miembro compuesto, T-m (N-mm)

(b) Para secciones no compactas:

$$M_n = M_p - [M_p - M_y] (\lambda - \lambda_p) (\lambda_r - \lambda_p) \quad (I3-3b)$$

donde

λ , λ_p y λ_r son las razones de esbeltez determinadas en la tabla I1.1b.

M_y = momento de fluencia correspondiente a la fluencia del ala en tensión y en la primera fluencia del ala en compresión, kgf-m (N-mm). La capacidad en la primera fluencia debe ser calculada suponiendo una distribución lineal elástica de tensiones con una tensión en el concreto limitada a un máximo de $0,7f'_c$ y una tensión en el acero limitada a un máximo de F_y .

(c) Para secciones esbeltas, M_n debe ser determinada como el momento de primera fluencia. Las tensiones en el ala comprimida deberán estar limitados a la tensión de pandeo local F_{cr} , la que se determina empleando la Ecuación I2-10 o I2-11. La distribución de tensiones en el concreto deberá ser lineal elástica con la tensión limitada a un máximo en compresión de $0,7f'_c$.

I4. CORTE

1. Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos

La resistencia de diseño al corte, $\phi_v M_n$, o la resistencia admisible al corte, M_n/Ω_v , deben ser determinadas basadas en uno de los casos a continuación:

- La *resistencia disponible al corte* de la sección de acero sola es especificada en el Capítulo G.
- La resistencia disponible al corte de la porción de concreto reforzado (concreto mas el acero de refuerzo) es definida en ACI 318 con

$$\phi_v = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2,00 \text{ (ASD)}$$

- La *resistencia nominal al corte* de la sección de acero es definida en el Capítulo G, más la resistencia nominal de el acero de refuerzo tal como se define en ACI 318 con un factor de resistencia combinada o de seguridad de

$$\phi_v = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2,00 \text{ (ASD)}$$

2. Vigas Compuestas con Plancha Colaborante de Acero.

La resistencia disponible al corte de vigas compuestas con conectores de corte deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G.

I5. COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

La interacción entre fuerza axial y flexión en miembros compuestos debe tomar en cuenta la estabilidad como lo requiere el Capítulo C. La resistencia disponible en compresión y la resistencia disponible en flexión deberán ser determinadas según se define en las Sección I2 y I3, respectivamente. Para considerar la influencia de los *efectos por longitud* en la resistencia axial del miembro, la resistencia nominal axial del miembro deberá ser determinada de acuerdo con la Sección I2.

Para miembros compuestos embebidos y miembros compuestos rellenos con secciones compactas, la interacción entre fuerza axial y flexión debe estar basada en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1 o en uno de los métodos definidos en la Sección I1.2.

Para miembros compuestos con secciones no compactas o esbeltas, la interacción entre fuerza axial y flexión deberá estar basada en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1.

Nota: Los métodos para determinar la capacidad de vigas-columnas compuestas son discutidos en el Comentario.

16. TRANSFERENCIA DE CARGA

1. Requisitos Generales

Cuando fuerzas externas son aplicadas a un miembro compuesto embebido o relleno axialmente cargado, la introducción de fuerzas a el miembro y la transferencia de cortes longitudinales dentro del miembro deben ser tratadas de acuerdo con los requisitos para la ubicación de fuerzas presentes en esta sección.

2. Ubicación de las Fuerzas

La ubicación de las fuerzas deberá ser determinada basada en la distribución de las fuerzas externas de acuerdo con los siguientes requisitos:

Nota: Las disposiciones sobre resistencia al aplastamiento por la aplicación de fuerzas externas son entregadas en la Sección J8. Para miembros compuestos rellenos, el término $\sqrt{A_2/A_1}$ en la ecuación J8-2 deberá ser tomada igual a 2,0 debido a efectos de confinamiento.

2a. Fuerzas Externas Aplicadas a la Sección de Acero

Cuando la fuerza externa total es aplicada directamente en la sección de acero, la fuerza requerida a transferir al concreto, V_r' deberá ser determinada como sigue:

$$V_r' = P_r (1 - F_y A_s / P_{no}) \quad (I6-1)$$

donde

P_{no} = resistencia nominal de compresión axial sin considerar los efectos de longitud, determinada con la Ecuación I2-4 para los miembros compuestos embebidos, y con Ecuación I2-9a para miembros compuestos rellenos, kgf (kN)

P_r = fuerza externa requerida aplicada en el miembro compuesto, kgf (kN)

2b. Fuerzas Externas Aplicadas al Concreto

Cuando la fuerza externa total es aplicada directamente a la funda de concreto o al relleno de concreto, la fuerza requerida a ser transferida al acero, V_r' , deberá ser determinada como sigue:

$$V_r' = P_r (F_y A_s / P_{no}) \quad (I6-2)$$

donde

P_{no} = resistencia nominal de compresión axial sin considerar los efectos de longitud, determinada con la Ecuación I2-4 para los miembros compuestos embebidos, y con Ecuación I2-9a para miembros compuestos rellenos, kgf (kN)

P_r = fuerza externa requerida aplicada en el miembro compuesto, kgf (kN)

2c. Fuerzas Externas Aplicadas Conjuntamente al Acero y al Concreto

Cuando las fuerzas externas son aplicadas conjuntamente a la sección de acero y al concreto embebido o al concreto de relleno, V_r' deberá ser determinada como la fuerza requerida para establecer equilibrio en la sección transversal.

Nota: El Comentario entrega un método aceptable para determinar el corte longitudinal requerido para el equilibrio de la sección transversal.

3. Mecanismo de Transferencia de Fuerzas

La *resistencia nominal*, R_n , del mecanismo de transferencia de fuerzas de interacción por adherencia directa, conexión de corte y aplastamiento directo deberá ser determinada de acuerdo con esta sección. El uso del mecanismo de transferencia de fuerzas que entregue la mayor resistencia nominal es permitido. Los mecanismos de transferencia de fuerzas no pueden ser sobrepuestos.

El mecanismo de transferencia de interacción por adherencia directa no debe de ser empleado para miembros compuestos embebidos.

3a. Aplastamiento Directo

Cuando las fuerzas son transferidas en un miembro compuesto embebido o en un miembro compuesto relleno por aplastamiento directo a partir de mecanismos de aplastamiento internos, la resistencia al aplastamiento disponible de el concreto para el estado límite de aplastamiento del concreto debe ser determinada como sigue:

$$P_p = 1,7 f_c' A_1 \quad (I6-3)$$

$$\phi_B = 0,65 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_B = 2,31 \text{ (ASD)}$$

donde

$$A_1 = \text{área de concreto cargada, cm}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Nota: Un ejemplo de transferencia de fuerzas por medio de un mecanismo de aplastamiento interno es el uso de planchas de acero internas dentro del miembro compuesto relleno.

3b. Conectores de Corte

Cuando las fuerzas son transferidas en un miembro compuesto embebido o en un miembro compuesto relleno mediante conectores de corte, la resistencia disponible al corte de los conectores de corte debe ser determinada como sigue:

$$R_c = \Sigma Q_{cv} \quad (I6-4)$$

donde

ΣQ_{cv} = suma de las resistencias disponibles al corte, ϕQ_{nv} o Q_{nv}/Ω según sea apropiado, de los conectores de corte, determinadas de acuerdo con la Sección I8.3a o

I8.3d, respectivamente, ubicados dentro de la longitud de introducción de carga, como se define en la Sección I6.4, kgf (kN)

3c. Interacción de Adherencia Directa

Cuando las fuerzas son transferidas en miembros compuestos rellenos por interacción de adherencia directa, la resistencia disponible a la adherencia entre el acero y el concreto debe ser determinado como sigue:

$$\phi = 0,45 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 3,33 \text{ (ASD)}$$

(a) Para secciones rectangulares de acero rellenas de concreto:

$$R_n = B^2 C_{in} F_{in} \quad \text{(I6-5)}$$

(b) Para secciones redondas de acero rellenas de concreto:

$$R_n = 0,25\pi D^2 C_{in} F_{in} \quad \text{(I6-6)}$$

donde

C_{in} = 2 si el miembro compuesto relleno se extiende a un lado de el punto de transferencia de las fuerzas 4 si el miembro compuesto relleno se extiende a ambos lados de el punto de transferencia de las fuerzas

R_n = resistencia nominal de adherencia, T (KN)

F_{in} = tensión nominal de adherencia
= 0,04 kgf (0,40 MPa)

B = ancho total de la sección rectangular a lo largo de la cara de transferencia de Carga, cm (mm)

D = diámetro exterior de secciones tubulares (HSS) redondas, cm (mm)

4. Requisitos de Detallamiento

4a. Miembros Compuestos Embebidos

Anclajes de acero empleados para transferir cortes longitudinales deberán ser distribuidos dentro de la *longitud de introducción de la carga*, la que no deberá exceder una distancia de dos veces la mínima dimensión transversal de miembros compuestos embebidos sobre y bajo la región de transferencia de carga. Los anclajes empleados para transferir cortes longitudinales deberán ser utilizados en al menos dos caras del elemento de acero en una configuración generalmente simétrica sobre el eje de la sección de acero.

El espaciamiento de los anclajes de acero, tanto dentro como fuera de la longitud de introducción de la carga, deberá satisfacer la Sección I8.3e.

4b. Miembros Compuestos Rellenos

Donde sea requerido, anclajes de acero que transfieran los cortes longitudinales deberán ser distribuidos dentro de la *longitud de introducción de la carga*, la que no deberá exceder una distancia de dos veces la mínima dimensión transversal de miembros de acero rec-

tangulares o dos veces el diámetro de miembros de acero redondos, ambos sobre y bajo la región de transferencia de carga. El espaciamiento de anclajes de acero dentro de la longitud de introducción de cargas deberá ser conforme a la Sección I8.3e.

17. DIAGRAMAS COMPUESTOS Y VIGAS COLECTORAS

Diagramas de losas *compuestas* y *vigas colectoras* deberán ser la *longitud de introducción de la carga* diseñadas y detalladas para transferir cargas dentro del diagrama, los miembros del borde del diagrama y los elementos colectores, y elementos del sistema resistente a las cargas laterales.

Nota: Guías de diseño para los diagramas compuestos y vigas colectoras pueden ser encontrados en el Comentario.

18. ANCLAJES DE ACERO

1. General

El diámetro de los conectores de corte no debe ser mayor a 2,5 veces el espesor del metal base al cual es soldado, a menos que sea soldado a un ala directamente sobre el alma.

La sección I8.2 aplica para los miembros compuestos en flexión donde los anclajes de acero son embebidos en una losa de concreto sólido o en una losa formada sobre una plancha de acero colaborante. La sección I8.3 aplica para todos los otros casos.

2. Anclajes de Acero en Vigas Compuestas

La longitud de los conectores de corte no debe ser inferior a cuatro diámetros del perno desde la base al extremo de la cabeza del perno después de ser instalado.

2a. Resistencia de Pernos Conectores de Corte

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto sólido o en una losa compuesta con plancha colaborante de acero debe ser determinada como:

$$Q_n = 0,5A_{su} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (I8-1)$$

donde:

A_{sa} = área de la sección transversal del espárrago de corte, cm^2 (mm^2)

E_c = módulo de elasticidad del concreto = $0,136w_c 1,5\sqrt{f'_c}$, kgf/cm^2
($0,143w_c 1,5\sqrt{f'_c}$, MPa)

F_u = resistencia mínima a tracción especificada de un espárrago de corte, kgf/cm^2 (MPa)

R_g = 1,0 para;

(a) para un espárrago soldado en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;

(b) para cualquier número de espárragos soldados en una fila directamente al perfil de acero;

(c) para cualquier número de pernos soldados en una fila a través de la plancha colaborante orientada en dirección paralela al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio $\geq 1,5$;

= 0,85 para:

(a) para dos pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero;

(b) para un espárrago soldado a través de la plancha colaborante con la plancha orientada paralelamente al perfil de acero y con una razón ancho promedio a profundidad del nervio $< 1,5$

= 0,7; (a) para tres o más pernos soldados en un nervio de la plancha colaborante con la plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero

$R_p = 0,75$ para;

(a) para pernos soldados directamente al perfil de acero

(b) para pernos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{mid-ht} \geq 50$ mm;

(c) para pernos soldados a través de la plancha colaborante, o la plancha de acero usado como material de relleno en vigas, y embebidas en una losa compuesta con plancha colaborante orientada paralela a la viga

= 0,6; para espárragos soldados en una losa compuesta con plancha colaborante orientada perpendicularmente a la viga y con $e_{mid-ht} < 50$ mm

$e_{mid-ht} =$ distancia desde el borde del espárrago hasta el alma de la plancha colaborante, medida a media altura del nervio de la plancha, y en la dirección de carga del conector (en otras palabras, en la dirección de momento máximo para una viga simplemente apoyada), cm (mm)

Nota: La tabla a continuación presenta valores de R_g y R_p para varios casos. Las capacidades de los conectores de corte pueden ser encontradas en el Manual.

Condición	R_g	R_p
Sin plancha colaborante de acero	1,0	0,75
Plancha colaborante orientada paralelamente al perfil de acero		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1,5$	1,0	0,75
$\frac{w_r}{h_r} < 1,5$	0,85**	0,75
Plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero		
Número de conectores ocupando el mismo nervio		
1	1,0	0,6 ⁺
2	0,85	0,6 ⁺
3 o más	0,7	0,6 ⁺
h_w = altura nominal del nervio, mm (cm) w_r = ancho promedio del nervio o ménsula de concreto (como se define en Sección I3.2c), mm (cm) ** para perno individual + este valor puede aumentarse a 0,75 cuando $e_{mid-ht} \geq 51$ mm		

2b. Resistencia de Conectores de Corte tipo Canal

La resistencia nominal de un conector de corte tipo canal embebido en una losa de concreto sólido debe ser determinado como sigue:

$$Q_n = 0,3(t_f + 0,5t_w)l_a \sqrt{f_c} E_c \tag{I8-2}$$

donde

l_a = longitud del canal, cm (mm)

t_f = espesor del ala del canal, cm (mm)

t_w = espesor del alma del canal, cm (mm)

La resistencia del conector de corte canal debe ser desarrollada soldando al canal el ala de la viga para una fuerza igual a Q_n , considerando la excentricidad en el conector.

2c. Número Requerido de Conectores de Corte

El número de conectores de corte requeridos entre la sección de momento de flexión máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento cero debe ser igual a la fuerza de corte horizontal determinada de acuerdo con las Secciones I3.2d (1) y I3.2d(2) dividido por la resistencia nominal de un conector de corte como se determina por la Sección I8.2a o Sección I3.8b. El número de anclajes de acero requeridos entre cualquier fuerza concentrada y el punto más cercano de momento cero debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

2d. Requisitos de Detallamiento

Los anclajes de acero requeridos en cada lado del punto de máximo momento de flexión, positivo o negativo, deben ser distribuidos uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de momento cero, a menos que se especifique de otra manera.

Los conectores de corte deben tener por lo menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto en la dirección perpendicular a la fuerza de corte, excepto para anclajes instalados en los nervios de planchas colaborantes de acero. La distancia mínima entre el centro de un anclaje a un borde libre en la dirección de la fuerza de corte es de 8 in. (203 mm) si se emplea concreto de peso normal y 10 in (250 mm) si el empleado es concreto de peso liviano. Se permite el uso de las disposiciones de ACI 318 Anexo D en vez de dichos valores.

El espaciamiento mínimo de conectores (medido centro a centro) debe ser seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta soportante y cuatro diámetros en la dirección transversal, excepto dentro de los nervios de la plancha colaborante orientadas perpendicularmente a la viga de acero, donde el espaciamiento mínimo debe ser cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo de conectores de corte no debe exceder ocho veces el espesor total de losa ni 900 mm.

3. Anclajes de Acero en Componentes Compuestos

Esta sección debe aplicar al diseño de pernos conectores de corte conectados en sitio de componentes compuestos.

Las disposiciones del código de construcción aplicable o el Anexo D de ACI 318 pueden ser usados en vez de las disposiciones de esta sección.

Nota: Las disposiciones sobre la resistencia de pernos de anclaje de acero en esta sección son aplicables principalmente para anclajes ubicados en la región de transferencia de carga (conexión) de columnas compuestas y viga-columnas, vigas compuestas embebidas y rellenas de concreto, vigas de acoplado compuestas, y muros compuestos, donde el acero y el concreto trabajan conjuntamente dentro del miembro. No están especificadas para construcciones híbridas donde el acero y el concreto no trabajan en forma conjunta, tal como en planchas insertadas.

La sección I8.2 especifica la resistencia de los anclajes de acero insertados en losas de concreto sólido con plancha colaborante de acero en una viga compuesta.

Los estados límites para el deslizamiento del anclaje y para la ruptura del concreto en corte son cubiertos directamente en esta sección. Adicionalmente, el espaciamiento y las limitaciones dimensionales entregadas en estas disposiciones consideran los estados límite de desprendimiento del concreto para anclajes sujetos a corte y el arrancamiento del concreto para anclajes en tracción según se define en ACI 318 Anexo D.

Para concreto de peso normal: los anclajes de pernos de acero sujetos únicamente a corte no debe ser menos que cinco diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior después de su instalación. Para pernos de anclaje de acero sujetos a tracción o a interacción de corte y tracción no debe ser menor a ocho diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior de este después de instalado.

Para concreto de peso liviano: Para pernos de anclaje de acero sujetos únicamente a corte no debe de ser menos que siete diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior del perno después de instalado. Para pernos de anclaje de acero sujetos a tracción no debe de ser menos que diez diámetros del perno en longitud desde la base del perno hasta el extremo superior del perno después de instalado. La resistencia nominal de pernos de anclaje de acero sujetos a la interacción de corte y tracción para concreto liviano debe ser determinado según se estipula en el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

Para los pernos de anclaje de acero sujetos a tracción o a interacción de corte y tracción debe tener un diámetro de la cabeza del perno mayor o igual a 1.6 veces el diámetro del cuerpo del perno.

Nota: La siguiente tabla presenta valores mínimos de la razón h/d en pernos de anclaje de acero para cada condición considerada en la Especificación:

Condición de Carga	Concreto de Peso Normal	Concreto de Peso Liviano
Corte	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
Tracción	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
Corte + Tracción	$h/d \geq 8$	N/A*

h/d = razón entre la longitud y el diámetro del cuerpo del perno de anclaje.

* Refiere a ACI 318 Anexo D para el cálculo de los efectos de interacción de anclajes embebidos en concreto liviano

3a. Resistencia al Corte de Pernos de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos

Donde la resistencia al arrancamiento del concreto en corte no es un estado límite aplicable, la resistencia de diseño al corte, $\phi_v Q_{nv}$, o la resistencia admisible al corte, Q_{nv}/Ω_v , de un perno de anclaje de acero único debe ser determinada como sigue:

$$\phi_B = 0,65 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_B = 2,31 \text{ (ASD)}$$

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \quad \text{(I8-3)}$$

donde

Q_{nv} = resistencia nominal al corte del perno de anclaje de acero, kgf (N)

A_{sa} = área de la sección transversal del perno de anclaje de acero, cm^2 (mm^2)

F_u = resistencia mínima a tracción especificada de un perno de anclaje de acero, kgf/ cm^2 (MPa)

Donde la resistencia al arrancamiento del concreto en corte es un estado límite aplicable, la resistencia disponible al corte de un perno de anclaje de acero debe ser determinada mediante uno de los siguientes metodos:

- (1) Donde el anclaje de refuerzo es desarrollado de acuerdo con el Capítulo 12 de ACI 318 en ambos lados de la superficie de arranque del concreto para el perno de anclaje de acero, el mínimo de la resistencia nominal al corte del acero en Ecuación I8-3 y la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia nominal al corte, Q_{nv} del perno de anclaje de acero.
- (2) Según sea estipulado por el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

Nota: Si la resistencia al arrancamiento del concreto por corte es un estado límite aplicable (por ejemplo donde el prisma de arranque no está restringido por plancha de acero alguna, ala, o alma), se requiere de anclaje de refuerzo apropiado para ser usados por las disposiciones de esta sección. Alternativamente, las disposiciones de el código de construcción aplicable o el Anexo D de ACI 318 pueden ser empleadas.

3b. Resistencia a Tracción de Pernos de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos

Donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es mayor o igual a 1.5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, y donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es mayor o igual a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia disponible a tracción de un perno de anclaje de acero debe ser determinada como sigue:

$$\phi_s = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_s = 2,00 \text{ (ASD)}$$

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \quad \text{(I8-4)}$$

donde

Q_{nt} = resistencia nominal a tracción del perno de anclaje de acero, kgf (N)

Donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es menor a 1,5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, o donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es menor a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia nominal a tracción de un perno de anclaje de acero debe ser determinada con uno de los siguientes:

- (a) Donde el anclaje de refuerzo es desarrollado de acuerdo con el Capítulo 12 de ACI 318 en ambos lados de la *superficie de arranque del concreto* para el perno de anclaje de acero, el mínimo de la resistencia nominal a tracción del acero en Ecuación I8-3 y la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia nominal a tracción, del perno de anclaje de acero.
- (b) Según sea estipulado por el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

Nota: Refuerzo suplementario de confinamiento es recomendado alrededor de anclajes para pernos de anclaje de acero sujeto a tracción o a interacción de corte y tracción para evitar efectos de borde o efectos provenientes de anclajes cercanos. Ver Comentario y ACI 318 Sección D5.2.9 por recomendaciones.

3c. Resistencia de Pernos de Anclaje de Acero para Interacción de Corte y Tracción en Componentes Compuestos

Donde la resistencia al arranque del concreto en corte no es el estado límite que controle, y donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es mayor o igual a 1.5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, y donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es mayor o igual a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia disponible por interacción de corte y tracción de un perno de anclaje de acero debe ser determinada como sigue:

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}} \right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}} \right)^{5/3} \right] \leq 1,0 \quad (I8-5)$$

donde

Q_{ct} = resistencia disponible a tracción, kgf (N)

Q_{rt} = resistencia requerida a tracción, kgf (N)

Q_{cv} = resistencia disponible al corte, kgf (N)

Q_{rv} = resistencia requerida al corte, kgf (N)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD):

Q_{rt} = resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD, kgf (kN)

Q_{ct} = resistencia de tracción axial de diseño, determinada de acuerdo a Sección I8.3b, kgf (kN)

$$\phi_t Q_{rt}$$

Q_{rv} = resistencia requerida al corte usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)

Q_{cv} = resistencia de diseño al corte, determinada de acuerdo con Sección I8.3a, kgf (kN)

ϕ_t = factor de resistencia para tracción = 0,75

ϕ_v = factor de resistencia para corte = 0,65

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.4 (ASD):

Q_{rt} = resistencia de tracción axial requerida usando las combinaciones de carga ASD, kgf (kN)

Q_{ct} = resistencia de tracción axial admisible, determinada de acuerdo a Sección I8.3b, kgf (kN)

$$Q_{rt}/\Omega_t$$

Q_{rv} = resistencia requerida al corte usando las combinaciones de carga ASD, kgf-m (N-mm)

Q_{cv} = resistencia admisible al corte, determinada de acuerdo con Sección I8,3a, kgf (kN)

$$Q_{rv}/\Omega_v$$

Ω_t = factor de seguridad en tracción = 2,00

Ω_b = factor de seguridad en corte = 2,31

Donde la resistencia al arranque del concreto en corte no es el estado límite que controle, o donde la distancia del centro de un anclaje al borde libre del concreto en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje es menor a 1.5 veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, o donde el espaciamiento entre el centro de un perno de anclaje de acero a otro es menor a tres veces la altura del perno de anclaje medido al extremo superior de la cabeza del perno, la resistencia nominal de un perno de anclaje de acero para la interacción de corte y tracción debe ser determinada con uno de los siguientes:

- (a) Donde el anclaje de refuerzo es desarrollado de acuerdo con el Capítulo 12 de ACI 318 en ambos lados de la *superficie de arranque del concreto* para el perno de anclaje de acero, el mínimo de la resistencia nominal al corte en Ecuación I8-3 y de la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia

nominal al corte, Q_{nv} del perno de anclaje de acero, y el mínimo de la resistencia nominal a tracción a partir de Ecuación I8-4 y la resistencia nominal del anclaje de refuerzo debe ser usado para la resistencia nominal a tracción, Q_{nt} , del perno de anclaje de acero según Ecuación I8-5.

- (b) Según sea estipulado por el código de construcción aplicable o en ACI 318 Anexo D.

3d. Resistencia al Corte de Canales de Anclaje de Acero en Componentes Compuestos

La resistencia disponible al corte de canales de anclaje de acero debe basarse en las disposiciones de Sección I8.2b con el factor de resistencia y el factor de seguridad que se especifica abajo.

$$\phi_s = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_s = 2,00 \text{ (ASD)}$$

3e. Requisitos de Detallamiento en Componentes Compuestos

Los anclajes de acero deben tener al menos 25 mm (1 in) de cubierta lateral de concreto libre. El espaciamiento mínimo entre el centro de un perno de anclaje a otro debe ser cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo entre el centro de un perno de anclaje a otro no debe exceder 32 veces el diámetro del cuerpo del perno. El espaciamiento máximo entre el centro de una canal de anclaje de acero y otra debe ser de 600 mm (24 in).

Nota: Requisitos de detallamiento entregados son límites absolutos. Ver Sección I8.3a, I8.3b y I8.3c para información adicional requerida para consideraciones de efectos de borde y de grupo.

19. CASOS ESPECIALES

Cuando la construcción compuesta no satisface los requisitos de las Secciones I1 a I8, la resistencia de los anclajes de corte y el detallamiento para la construcción deben ser establecidos mediante ensayos.

CAPÍTULO J

DISEÑO DE CONEXIONES

Este Capítulo abarca el diseño de elementos de conexión, conectores, y los elementos involucrados de los miembros conectados no solicitados por cargas de fatiga.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

- J1. Disposiciones Generales
- J2. Soldaduras
- J3. Pernos y Partes Roscadas
- J4. Elementos Involucrados de Miembros y Elementos de Conexión
- J5. Planchas de Relleno
- J6. Empalmes
- J7. Resistencia de Aplastamiento
- J8. Bases de Columnas y Aplastamiento del Concreto
- J9. Barras de Anclaje e Insertos
- J10. Alas y Almas con Cargas Concentradas

Nota: Las siguientes secciones aplican para los casos no incluidos en este Capítulo:

- Capítulo K. Diseño de Conexiones para Perfiles Tubulares
- Anexo 3. Diseño para Fatiga

J1. DISPOSICIONES GENERALES

1. Bases de Diseño

La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia admisible, R_n/Ω , de las conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de este Capítulo y las del Capítulo B.

La resistencia requerida de las conexiones debe ser determinada mediante análisis estructural para las cargas de diseño especificadas, consistente con el tipo de construcción especificada, o bien una proporción de la resistencia requerida del miembro conectado cuando así se especifica.

Se deben considerar los efectos de excentricidad cuando los ejes centroidales de los miembros cargados axialmente no se intersectan en un mismo punto.

2. Conexiones Simples

Las conexiones simples de vigas o enrejados deben ser diseñadas como flexibles y se permite dimensionarlas solamente para reacciones de corte, excepto que se indique lo contrario en los documentos de diseño. Las conexiones flexibles de vigas simples deben ser capaces de soportar las rotaciones de esas vigas en sus extremos. Se permite que la

conexión desarrolle algo de deformación inelástica, pero auto-limitante, para acomodar las rotaciones de una viga simple en sus extremos.

3. Conexiones de Momento

Las conexiones en los extremos empotrados de vigas y enrejados deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y de corte inducidos por la rigidez de las conexiones. El criterio de respuesta para las conexiones de momento es especificado en la Sección B3.6b.

Nota: Para establecer la resistencia y la rigidez requeridas para el diseño de la conexión, ver el Capítulo C y el Anexo 7.

4. Miembros en Compresión y Juntas de Aplastamiento

Los miembros en compresión que realicen la transferencia de carga mediante aplastamiento deben cumplir los siguientes requerimientos:

- (1) Cuando las columnas se apoyan sobre planchas de aplastamiento o son interrumpidas para apoyarse sobre empalmes, debe haber suficientes conectores de manera de asegurar todas las partes en su lugar.
- (2) Cuando los miembros en compresión que no sean columnas se interrumpen para ser empalmados, el material de empalme y sus conectores deben ser distribuidos para mantener alineadas todas las partes y su resistencia debe ser el menor valor de:
 - (i) Una tracción axial de 50% de la resistencia de compresión requerida del miembro; o
 - (ii) El momento y corte resultantes de una carga transversal igual al 2% de la resistencia requerida del miembro en compresión. La carga transversal debe ser aplicada en la ubicación del empalme independientemente de otras cargas que actúan en el miembro. El miembro debe considerarse como rotulado para la determinación de los cortes y momentos en el empalme.

Nota: Todas las juntas de compresión deben también ser dimensionadas para resistir cualquier tracción producida por las combinaciones de cargas estipuladas en la Sección B2.

5. Empalmes en Secciones Pesadas

Cuando se deben transmitir fuerzas de tracción originadas por cargas de tracción o flexión a través de empalmes en secciones pesadas, como se define en las Secciones A3.1c y A3.1d, por soldaduras de bisel de penetración completa (CJP), deben aplicarse los requisitos de tenacidad del material dados en las Secciones A3.1c y A3.1d, los detalles de perforaciones de acceso a soldaduras dados en la Sección J1.6, los requisitos de metal de relleno entregados en Sección J2.6 y los requisitos de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete dadas en la Sección M2.2. Las disposiciones anteriores no se aplican a empalmes de elementos de perfiles armados que son soldados antes del armado del perfil.

Nota: Los empalmes con soldadura de tope de penetración completa (CJP) de secciones pesadas pueden exhibir efectos perjudiciales de retracción de la soldadura. Los miembros que fueron dimensionados en compresión y que también están solicitados por fuerzas de tracción pueden ser menos susceptibles al daño por retracción si son empalmados utilizando soldadura de tope de penetración parcial (PJP) en las alas y soldadura de filete en las planchas de alma o por medio de conexiones apernadas para una parte o para la totalidad del empalme.

6. Perforaciones de Acceso a la Soldadura

Todas las perforaciones de acceso a la soldadura que se necesiten para facilitar las operaciones de soldado deben ser detalladas de forma tal de entregar espacio para el respaldo de la soldadura según sea necesario. La perforación de acceso debe tener una longitud, medida desde el talón de preparación de la soldadura no menor que 1,5 veces el espesor del material donde se hace la perforación, la que no debe ser menor a 1 ½ in. (38 mm). La altura de la perforación de acceso no debe ser menor al espesor del material donde se perfora, pero no menor que ¾ in. (19 mm), ni mayor que 2 in. (50 mm).

Antes de cortar secciones laminadas o soldadas, el borde del alma debe ser achaflanado o curvo, desde la superficie del alma hasta la superficie reentrante de la perforación de acceso. Las perforaciones de acceso en perfiles laminados y perfiles armados con soldaduras de tope de penetración completa (CJP) que unen el alma al ala deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes afiladas. Los arcos de las perforaciones de acceso a soldadura deben tener un radio mayor que 10 mm.

Las perforaciones de acceso a soldaduras en perfiles armados con soldadura de filete o de tope de penetración parcial (PJP) que unen el alma al ala deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes afiladas. Se permite que las perforaciones de acceso terminen perpendicularmente al ala, cumpliéndose que la soldadura se termine antes de alcanzar la perforación de acceso por lo menos a una distancia igual al tamaño de la soldadura.

Para secciones pesadas como se define en las Secciones A3.1c y A3.1d, las superficies cortadas térmicamente en las perforaciones de acceso deben pulirse hasta alcanzar el metal brillante y deben ser inspeccionadas por métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes, previo al depósito de soldaduras de empalme. Cuando la porción de transición curva de las perforaciones de acceso y los destajes de viga es formada por pretaladrado o por perforaciones aserradas, aquella porción no necesita pulirse. Las perforaciones de acceso a soldadura en otros perfiles no necesitan pulirse ni ser inspeccionados por métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes.

7. Ubicación de Soldaduras y Pernos

Los grupos de soldaduras y pernos en los extremos de cualquier miembro que transmite carga axial deben ser dimensionados de manera tal que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del miembro, a no ser que se considere su excentricidad en el diseño. La disposición anterior no es aplicable a conexiones extremas de ángulos simples, ángulos dobles, y miembros similares cargados estáticamente.

8. Pernos en Combinación con Soldaduras

Se permite considerar que los pernos comparten la carga en combinación con soldaduras solamente en conexiones de corte con pernos de cualquier grado según Sección A3.3 instalados en perforaciones estándar o en ranuras cortas transversales a la dirección de la carga y con soldadura de filete cargada longitudinalmente. En tales conexiones la resistencia disponible de los pernos no debe tomarse mayor que el 50% de la resistencia disponible de pernos tipo aplastamiento en la conexión.

Cuando se realizan alteraciones a las estructuras, se permite utilizar los conectores existentes (remaches y pernos de alta resistencia apretados según los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico) para transferir las cargas presentes en el momento de la alteración y la soldadura sólo necesita cubrir la resistencia requerida.

9. Pernos de Alta Resistencia en Combinación con Remaches

Tanto en trabajos nuevos y en alteraciones, se permite considerar que los pernos de alta resistencia comparten la carga con remaches existentes, sólo si se diseña la conexión como de deslizamiento crítico de acuerdo con las disposiciones de la Sección J3.

10. Limitaciones en Conexiones Apernadas y Soldadas

Uniones con pernos pretensionados o con soldaduras deben ser utilizadas para las siguientes conexiones:

- (1) Empalmes de columna en todas las estructuras de pisos múltiples por sobre los 38 m de altura.
- (2) Conexiones de todas las vigas a columnas y cualquier otra viga que fije un arriostamiento de columna en estructuras por sobre los 38 m de altura.
- (3) En todas las estructuras que soporten grúas sobre 5000 kgf (50 kN) de capacidad: empalmes de vigas de enrejados de techo y conexiones de enrejados a columnas, empalmes de columnas, arriostamiento de columnas, cartelas y soportes de grúas.
- (4) Conexiones para el soporte de maquinaria y otras sobrecargas que produzcan cargas de impacto o cargas reversibles.

Se permiten las juntas de apriete ajustado (apriete no calibrado, dado por la capacidad de apriete de un operador) o juntas con pernos ASTM A307 excepto donde se especifique lo contrario.

J2. SOLDADURAS

En esta Especificación, se aplican todas las disposiciones de la AWS D1.1, con la excepción de las Secciones de la Especificación AISC enumeradas a continuación, que aplican en vez de las disposiciones AWS citadas:

- (1) Sección J1.6, en vez de la Sección 5.17.1, AWS D1.1
- (2) Sección J2.2a, en vez de la Sección 2.3.2, AWS D1.1
- (3) Tabla J2.2, en vez de la Tabla 2.1, AWS D1.1
- (4) Tabla J2.5, en vez de la Tabla 2.3, AWS D1.1

- (5) Tabla A-3.1 del Anexo 3, en vez de la Tabla 2.5, AWS D1.1
- (6) Sección B3.11 y el Anexo 3, en vez de la Parte C, Sección 2, AWS D1.1
- (7) Sección M2.2, en vez de las Secciones 5.15.4.3 y 5.15.4.4, AWS D1.1

1. Soldaduras de Tope

1a. Área Efectiva

Se debe considerar el área efectiva de las soldaduras de tope como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva.

El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración completa (CJP) debe ser el espesor de la parte más delgada conectada.

El espesor de garganta efectivo de una soldadura de tope con junta de penetración parcial (PJP) debe ser el que se muestra en la Tabla J2.1.

TABLA J2.1 Garganta Efectiva de Soldaduras de tope Con Junta de Penetración Parcial			
Proceso de Soldado	Posición de Soldado F (plano), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)	Tipo de surco (Figura 3.3, AWS D1.1)	Garganta Efectiva
Arco de electrodo revestido (SMAW) Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	Todos	Bisel J o U 60° V	Profundidad del bisel
Arco Sumergido (SAW)	F	Bisel J o U Bisel 60° o V	
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	F, H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	V, OH	Bisel 45°	

Nota: El tamaño de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial depende del proceso utilizado y de la posición de la soldadura. Los documentos contractuales deben indicar la garganta efectiva o la resistencia de la soldadura requerida, y el fabricante debe detallar la junta basándose en el proceso de soldadura y en la posición a utilizar para soldar la junta.

El tamaño de la soldadura efectiva para soldaduras de tope con bisel convexo, cuando se llena al nivel de la superficie de una barra redonda, del dobléz de 90° en una sección conformada, o en un tubo rectangular, debe ser como se muestra en la Tabla J2.2 a no ser

que otras gargantas efectivas sean demostradas por ensayos. El tamaño efectivo de las soldaduras de tope con bisel convexo no llenado a ras deben ser como se muestra en la Tabla J2.2, menos la mayor dimensión perpendicular medida desde la línea de nivelado de la superficie del metal base hasta la superficie de soldadura.

Se permiten espesores de garganta efectiva mayores para un procedimiento de soldado especificado (WPS) que los mostrados en la Tabla J2.2, siempre que el fabricante pueda establecer por calificación la producción consistente de tales espesores mayores de garganta efectiva. La calificación debe consistir en el seccionamiento de soldaduras normales en su eje en la mitad y en sus extremos terminales. Tal seccionamiento debe ser realizado en un número de combinaciones de tamaños de material representativo del rango a ser utilizado en la fabricación.

TABLA J2.2 Tamaño de Soldadura Efectiva de Soldaduras de Tope Biselada Curva		
Proceso de Soldado	Surco de Bisel Curvo^[a]	Surco V Curvo
GMAW y FCAW-G	5/8 R	3/4 R
SMAW y FCAW-S	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

^[a] Para surcos de bisel curvo con $R < 10$ mm usar solamente soldadura de filete de refuerzo en juntas llenadas a tope.
 Nota general: R = radio de la superficie de junta (se puede suponer igual a $2t$ para secciones tubulares), mm.

1b. Limitaciones

El espesor mínimo de la garganta efectiva de una soldadura de tope con junta de penetración parcial no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni el tamaño mostrado en la Tabla J2.3. El tamaño de soldadura mínimo se determina como la más delgada de las dos partes unidas.

TABLA J2.3 Espesor Mínimo de Garganta Efectiva	
Espesor de material de parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

^[a] Ver Tabla J2.1

2. Soldaduras de Filete

2a. Área Efectiva

El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la superficie de la soldadura. Se permite un aumento en la garganta efectiva si se demuestra una penetración consistente más allá de la raíz de la soldadura mediante ensayos consistentes al proceso de producción y las variables de procedimiento.

Para soldadura de filete en perforaciones y ranuras, la longitud efectiva debe ser la longitud del eje central de la soldadura a lo largo del plano que pasa a través de la garganta. En el caso de filetes traslapados, el área efectiva no debe exceder el área nominal de la perforación o ranura, en el plano de la superficie de contacto.

2b. Limitaciones

El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la Tabla J2.4. Estas disposiciones no aplican para refuerzos de soldadura de filete en soldaduras de tope con junta de penetración parcial o completa.

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete^[a], mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple. Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

El tamaño máximo de soldadura de filete para partes conectadas debe ser:

- (a) A lo largo de los bordes del material con espesor menor a 6 mm, no mayor que el espesor del material.
- (b) A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor a 6 mm, no mayor que el espesor del material menos 2 mm, a no ser que la soldadura sea designada especialmente en los planos para ser ejecutada de manera de obtener el espesor de la garganta completa. En la condición de soldado, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 2 mm siempre que sea posible verificar el tamaño de la soldadura.

La longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete diseñadas por resistencia no debe ser menor que cuatro veces el tamaño nominal, en caso contrario, se debe considerar que el tamaño de la soldadura no exceda un cuarto de su longitud efectiva. Cuando las soldaduras de filete longitudinales son empleadas solamente en las conexiones de los extremos de los miembros modelados como estructuras de barras planas solicitadas a tracción, la longitud de cada filete de soldadura no debe ser menor que la distancia perpendicular entre ellas. Ver la Sección D3.3 para el efecto de la longitud de soldadura de filete longitudinal en conexiones extremas que consideran el área efectiva del miembro conectado.

Para soldaduras de filete de carga extrema con una longitud de hasta 100 veces la dimensión del pie, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real. Cuando la longitud de la soldadura de filete de carga extrema excede de 100 veces el tamaño de soldadura, la longitud efectiva debe ser determinada multiplicando la longitud real por el factor de reducción, β , determinado a continuación:

$$\beta = 1,2 - 0,002(L/w) \leq 1,0 \quad (\text{J2-1})$$

donde

L = longitud existente de la soldadura en los extremos cargados, mm

w = tamaño de la soldadura, mm

Cuando la longitud de la soldadura excede de 300 veces el tamaño de la soldadura, la longitud efectiva debe ser tomada como $180w$.

Se permite utilizar las soldaduras de filete intermitentes para transmitir las tensiones calculadas a través de la junta o superficies de contacto y para unir componentes de miembros armados. La longitud de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no debe ser menor que cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 38 mm.

En juntas de traslape, la cantidad mínima de traslape debe ser de cinco veces el espesor de la parte unida más delgada, pero no menor que 25 mm. Las juntas de traslape que unen planchas o barras solicitadas por tracción axial, y que solamente utilizan soldaduras de filete transversal, deben ser soldadas a lo largo del extremo de ambas partes traslapadas, excepto donde la flexión de las partes traslapadas este suficientemente restringida para prevenir una apertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

Se permite que durante el proceso de soldado, las detenciones de soldadura de filete sean cortas, extendidas a los extremos de las partes, o ser cerradas, excepto por las limitaciones presentadas a continuación:

- (1) Para los elementos traslapados de miembros en que una parte conectada se extiende mas allá del borde de otra parte conectada solicitada por la tracción calculada, las soldaduras de filete deben terminar a una distancia no menor que el tamaño de la soldadura desde el borde.
- (2) Para conexiones donde se requiere de flexibilidad de los elementos sobresalientes, cuando se utilizan retornos extremos, la longitud del retorno no debe exceder cuatro veces el tamaño nominal de la soldadura ni la mitad del ancho de la parte.

- (3) Las soldaduras de filete que conectan atiesadores transversales a las almas de vigas de espesor 19 mm o menor, deben terminar a una distancia no menor que cuatro veces ni mayor que 6 veces el espesor del alma en el pie donde se ubican las soldaduras alma-ala, excepto donde los extremos de los atiesadores sean soldados al ala.
- (4) Soldaduras de filete que ocurren en lados opuestos en un plano común deben ser interrumpidas en la esquina común de ambas soldaduras.

Nota: Las terminaciones de soldadura de filete deben ser ubicadas aproximadamente a un alto de soldadura desde el borde de la conexión para minimizar muescas en el metal base. Las soldaduras de filete terminadas en el extremo de la junta, que no sean aquellas que conectan atiesadores a almas de vigas, no necesitan ser corregidas.

Las soldaduras de filete en perforaciones y ranuras pueden utilizarse para transmitir corte y resistir cargas perpendiculares a la superficie de falla en juntas de traslape o para prevenir el pandeo o separación de partes traslapadas y para unir las parte que componen a los miembros armados. Tales soldaduras de filete pueden traslaparse, sujetas a las disposiciones de la Sección J2. Las soldaduras de filete en perforaciones o ranuras no deben considerarse como soldaduras de tapón.

3. Soldaduras de Tapón y de Ranura

3a. Área Efectiva

El área de corte efectivo de soldaduras de tapón y de ranura debe ser considerada como el área nominal de la perforación o ranura en el plano de la superficie de contacto.

3b. Limitaciones

Se permite que las soldaduras de tapón o de ranura sean utilizadas para transmitir el corte en juntas de traslape o para prevenir el pandeo de partes traslapadas y para unir las partes que componen a los miembros armados.

El diámetro de las perforaciones para una soldadura de tapón no debe ser menor que el espesor de la parte conectada más 8 mm aproximado al mayor valor par (en mm), ni mayor que el diámetro mínimo más 3 mm o $2\frac{1}{4}$ veces el espesor de la soldadura.

El espaciamiento centro a centro mínimo de soldaduras de tapón debe ser igual a cuatro veces el diámetro de la perforación.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no debe exceder de 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no debe ser menor que el espesor de la parte que lo contiene más 8 mm aproximado al mayor valor par (en mm), y no debe ser mayor que $2\frac{1}{4}$ veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura deben ser semicirculares o deben tener esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la parte que lo contiene, excepto aquellos extremos que se extienden hasta el borde de la parte.

El espaciamiento mínimo de líneas de soldaduras de ranura en la dirección transversal a su longitud debe ser cuatro veces el ancho de la ranura. El espaciamiento centro a centro mínimo en la dirección longitudinal de cualquier línea debe ser dos veces la longitud de la ranura.

El espesor de las soldaduras de tapón o de ranura en un material de espesor 16 mm o menor debe ser igual al espesor del material. En materiales con espesores mayores a 16 mm, el espesor de la soldadura debe ser por lo menos un medio del espesor del material pero no menor que 16 mm.

4. Resistencia

La resistencia de diseño, ϕR_n o la resistencia admisible, R_n/Ω , de juntas soldadas debe ser el valor menor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia, como se menciona a continuación:

(a) Para el metal base

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \tag{J2-2}$$

TABLA J2.5 Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{nBM} o F_{nv}) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^{[a] [b]}
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACION COMPLETA					
Tracción Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base			Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver la Sección J2.6.	
Compresión Normal el eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base			Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que metal de aporte compatible con el metal base.	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	Tracción o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes			Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que metal de aporte compatible con el metal base.	
Corte	Resistencia de la junta controlada por el metal base			Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. ^[c]	
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACION PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS DE SURCOS V Y BISEL ACAMPANADOS					
Tracción Normal al eje de soldadura	Base	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	F_u	Ver J4	Se permite un metal de aporte con un nivel de
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{EXX}$	Ver J2.1a	

TABLA J2.5 (continuación) Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{nBM} o F_{nV}) kgf/cm ² (MPa)	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte ^{[a] [b]}
Compresión Columna a plancha base y empalmes de columna diseñadas por Sección J1.4(a)	No se necesita considerar la tensión de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
Compresión Conexiones de miembros diseñados para soportar que no sean columnas como se describe en Sección J1.4(b)	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,60 F_{EXX}$	Ver J2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\phi = 0,90$ $\Omega = 1,67$	F_y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$ $\Omega = 1,88$	$0,90 F_{EXX}$	Ver J2.1a	
Tracción o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Corte	Base	Gobernado por J4			
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{EXX}$	Ver J2.1a	
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESVIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{EXX}^{[d]}$	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{EXX}$	Ver J2.3a	
<p>^[a] Para metal de soldadura compatible con metal base ver la Sección 3.3 de AWS D1.1.</p> <p>^[b] Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia un nivel mayor que aquel compatible con metal base.</p> <p>^[c] Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con metal base para soldaduras de tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones, la junta soldada puede ser detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva, $\phi = 0,80$, $\Omega = 1,88$ y $0,60 F_{EXX}$ como resistencia nominal.</p> <p>^[d] Alternativamente, se permiten las disposiciones de la Sección J2.4(a) cuando se considera la compatibilidad de deformaciones de los variados elementos de soldadura. Alternativamente, las Secciones J2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de la Sección J2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformación.</p>					

(b) Para el metal de soldadura

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (\text{J2-3})$$

donde

F_{nBM} = tensión nominal del metal base, kgf/cm² (MPa)

F_{nw} = tensión nominal del metal de soldadura, kgf/cm² (MPa)

A_{BM} = área de la sección transversal del metal base, cm² (mm²)

A_{we} = área efectiva de la soldadura, cm² (mm²)

Los valores de ϕ , β , F_{nBM} y F_{nw} , y las limitaciones respectivas se entregan en la Tabla J2.5.

Alternativamente, para soldaduras de filete se permite determinar la resistencia disponible de la siguiente forma:

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

(a) Para un grupo lineal de soldaduras con un tamaño de ala uniforme, cargado a través del centro de gravedad:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (\text{J2-4})$$

donde

$$F_{nw} = 0,60 F_{EXX} (1,0 + 0,50 \sin^{1,5} \theta)$$

y

F_{EXX} = resistencia de clasificación del metal de relleno, kgf/cm² (MPa)

θ = ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura, grados.

Nota: Un grupo lineal de soldaduras es aquel en que todos sus elementos están en una línea o son paralelos.

(b) Para elementos de soldadura dentro de un grupo de soldaduras que están analizadas utilizando el método del centro instantáneo de rotación, se permite determinar los componentes de la resistencia nominal, R_{nx} y R_{ny} , y la capacidad de momento nominal, M_n , de acuerdo con lo siguiente:

$$R_{nx} = \sum F_{mwiX} A_{wei} \quad (\text{J2-6a})$$

$$R_{ny} = \sum F_{mwiY} A_{wei} \quad (\text{J2-6b})$$

$$M_n = \sum [F_{mwiY} A_{wei} (X_i) - F_{mwiX} A_{wei} (Y_i)] \quad (\text{J2-7})$$

donde

A_{wei} = área efectiva de garganta de soldadura del elemento “i” de soldadura, cm^2 (mm^2)

$$F_{wi} = 0,60F_{EXX}(1,0 + 0,50\sin^{1,5}\theta_i)f(p_i) \quad (\text{J2-8})$$

$$f(p) = [p_i(1,9 - 0,9 p_i)]^{0,3} \quad (\text{J2-9})$$

F_{nwi} = tensión nominal del elemento “i” de soldadura, kgf/cm^2 (MPa)

$F_{nwi x}$ = componente x de la tensión, F_{wi}

$F_{nwi y}$ = componente y de la tensión, F_{wi}

p = Δ_i/Δ_{mi} , razón entre la deformación y la deformación de máxima tensión para el elemento “i”

r_{cr} = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el elemento de soldadura con valor mínimo de razón Δ_{ui}/r_i , mm

r_i = distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el i-ésimo elemento de soldadura, mm

x_i = componente x de r_i

y_i = componente y de r_i

Δ_i = deformación de los elementos de soldadura para niveles de tensión intermedios, linealmente proporcionados para la deformación crítica basados en la distancia desde el centro instantáneo de rotación, r_i , mm

$$= r_i \Delta_{ucr}/r_{crit}$$

Δ_{mi} = $0,209(\theta_i + 2)^{-0,32}w$, la deformación del i-ésimo elemento de soldadura en su tensión máxima, mm

Δ_{ucr} = deformación del elemento de soldadura con la razón Δ_{ui}/r_i en su mínimo para la tensión última (ruptura), usualmente en el elemento más alejado del centro instantáneo de rotación, mm

Δ_{ui} = $1,807(\theta_i + 6)^{-0,65}w$ $0,17w$, la deformación del i-ésimo elemento de soldadura en su tensión última (ruptura)

θ_i = ángulo entre el eje longitudinal del i-ésimo elemento de soldadura y la dirección de la fuerza resultante actuando en el elemento, grados

- (c) Para grupos de soldadura de filete cargados concéntricamente y consistentes de elementos con un largo de ala uniforme que están orientados tanto longitudinal como transversalmente a la dirección de aplicación de la carga, la resistencia combinada, R_n , del grupo de soldaduras de filete debe ser determinado como el mayor valor entre:

$$(i) R_n = R_{nwl} + R_{nwt} \quad (\text{J2-10a})$$

o

$$(ii) R_n = 0,85 R_{nwl} + 1,5 R_{nwt} \tag{J2-10b}$$

donde

R_{nwl} = la resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, como se determina de acuerdo con la Tabla J2.5, kgf (kN)

R_{nwt} = la resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, como se determina de acuerdo con la Tabla J2.5 sin la alternativa de la Sección J2.4(a), kgf (kN)

5. Combinación de Soldaduras

Si dos o más tipos generales de soldadura (tope, filete, tapón, ranura) son combinadas en una misma junta, la resistencia de cada una debe ser calculada por separado con referencia al eje del grupo a fin de poder determinar la resistencia de la combinación.

6. Requisitos del Metal de Aporte

La elección del electrodo para ser usado en soldaduras de tope con junta de penetración completa solicitada a tracción normal del área efectiva debe cumplir con los requisitos para metales de aporte según el metal base dados en AWS D1.1.

Nota: La siguiente Tabla resume las disposiciones de la AWS D1.1 para metales de aporte compatible con el con metal base. Existen otras restricciones también. Para una lista completa de metales base y metales de aporte compatibles precalificados ver la Tabla 3.1 de AWS D1.1.

Metal Base	Metal de Aporte Compatible
A36, espesor ≤ 19 mm	Electrodos E60 & E70
A36, espesor > 19 mm	A572(Gr.50&55) SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028
A588*	A913(Gr.50) Otros procesos: Electrodo E70
A1011	A992
	A1018
A913 (Gr.60&65)	Electrodos E80

*Para resistencia a la corrosión y color similar a la base ver la Sección 3.7.3 de AWS D1.1.

Notas:

1. Los metales de aporte deben cumplir con los requisitos de los Artículos A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28, y A5.29 de AWS.
2. En juntas con metales base de diferente resistencia se debe utilizar cualquiera de los metales de aporte compatibles con la mayor resistencia del metal base o un metal de aporte compatible con la menor resistencia y produzca un pequeño depósito de hidrógeno.

Un metal de aporte con tenacidad “-Muesca en V de Charpy” (CVN) especificada de 27J a 4°C debe ser usado en las siguientes juntas:

- (1) Juntas T y de esquina soldadas de tope con junta de penetración completa, con respaldo de acero dejado en sitio, solicitada por tracción normal al área efectiva, a no ser que las juntas sean diseñadas utilizando la resistencia nominal y el factor de resistencia o el factor de seguridad aplicables para soldadura de tope con junta de penetración parcial.
- (2) Empalmes soldados de tope con junta de penetración completa solicitadas por tracción normal al área efectiva en secciones pesadas como se define en los Artículos A3.1c y A3.1d.

El Certificado de Conformidad del fabricante debe ser suficiente evidencia de aprobación.

7. Metal de Soldadura Mezclado

Cuando se especifica la tenacidad Charpy, los materiales utilizados en el proceso para todos los metales de soldadura, soldaduras de punto, pasos de raíz y pasos subsecuentes depositados en una junta, deben ser compatibles para asegurar la tenacidad del metal de acero compuesto.

J3. PERNOS Y PARTES ROSCADAS

1. Pernos de Alta Resistencia

El uso de pernos de alta resistencia debe satisfacer las disposiciones de la *Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts*, de ahora en adelante referida como la Especificación RCSC, aprobada por el Consejo de Investigación de Uniones Estructurales, excepto cuando se disponga lo contrario en esta Especificación. Los pernos de alta resistencia en esta especificación son agrupados de acuerdo con la resistencia del material según lo siguiente:

Grupo A—ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449

Grupo B—ASTM A490, A490M, F2280, A354 Grado BD

Todas las superficies de la junta cuando es ensamblada, incluyendo aquellas adyacentes a las arandelas o golillas, deben estar libres de escamas, excepto las escamas de fábrica

Se permite que los pernos sean instalados en la condición de apriete ajustado cuando se usan en:

- (a) Conexiones de tipo aplastamiento, con las excepciones descritas en la Sección E6 o en Sección J1.10,
- (b) Aplicaciones de tracción o combinación de corte y tracción, solamente para pernos del Grupo A, donde la pérdida o fatiga debido a vibración o fluctuaciones de la carga no se consideran en el diseño.

La condición de apriete ajustado se define como el apriete necesario para llevar los elementos conectados a un contacto firme. Los pernos apretados a una condición de contacto diferente del apriete ajustado deberán ser claramente identificados en los planos de diseño.

Todos los pernos de alta resistencia especificados en los planos de diseño para ser usados en juntas pretensionadas o de deslizamiento crítico deben ser ajustadas para una tracción en el perno no menor que las entregadas en las Tablas J3.1 o J3.1M. la instalación debe ser realizada por cualquiera de los métodos siguientes: método del giro de la tuerca, indicador de tracción directa, pernos de tensión controlada por giro, llave calibrada o por algún diseño alternativo de los pernos.

Nota: No hay requisitos mínimos o máximos específicos para pernos de apriete ajustado. Pernos completamente pretensionados como los F1852 o F2280 son permitidos a menos que sean específicamente prohibidos en los planos de diseño.

En conexiones de deslizamiento crítico, cuando la dirección de la carga es en la dirección del borde de una parte conectada, se debe proveer una adecuada resistencia de aplastamiento basada en los requisitos aplicables de la Sección J3.10.

Cuando los requisitos para pernos no se pueden entregar de acuerdo con las limitaciones de la Especificación RCSC, debido a que los requisitos de longitud exceden de 12 diámetros o los diámetros exceden de 38 mm, se permite utilizar pernos o barras roscadas de material conforme al Grupo A o al Grupo B, de acuerdo con las disposiciones para partes roscadas en la Tabla J3.2.

TABLA J3.1		
Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, in	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
$1/2$	5,44	6,80
$5/8$	8,62	10,89
$3/4$	12,70	15,88
$7/8$	17,69	22,23
1	23,13	29,03
$1\ 1/8$	25,40	36,29
$1\ 1/4$	32,21	46,27
$1\ 3/8$	38,56	54,88
$1\ 1/2$	46,72	67,13

* Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

TABLA J3.1M Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, mm	Grupo A (ej. Pernos A325M)	Grupo B-(ej. Pernos A490M)
M16	9,28	11,62
M20	14,48	18,25
M22	17,94	22,53
M24	20,90	26,20
M27	27,22	34,05
M30	33,23	41,59
M36	48,42	60,65

* Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Cuando se utilizan perno o barras roscadas de material ASTM A354 Gr. BC, A354 Gr. BD, o A449 en conexiones de deslizamiento crítico, la geometría del perno incluyendo la cabeza y la(s) tuerca(s) debe ser igual o proporcional (si son mayores en diámetro) a las entregadas por los pernos ASTM A325 o A490. La instalación debe cumplir con los requisitos aplicables por la Especificación RCSC con modificaciones según lo requiera para el diámetro aumentado y/o la longitud para proveer la pretensión de diseño.

TABLA J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nt}, kgf/cm² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) ^[c]	1.900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) ^[b]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) ^[b]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,450F_u$ ^[b]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$ ^[b]

^[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.
^[b] Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F_{nv} debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.
^[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre
^[d] Rosca permitida en los planos de corte.

2. Tamaño y Uso de las perforaciones

Los tamaños máximos de perforaciones para pernos se entregan en la Tabla J3.3, excepto en el caso de detalles de plancha base de columnas, en los cuales se permite perforaciones más grandes, pues se requieren una mayor tolerancia, para la ubicación de los pernos de anclaje en las fundaciones de concreto.

Se deben proveer perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta transversal a la dirección de la carga, de acuerdo con las disposiciones de esta Especificación, a menos que el ingeniero estructural responsable del proyecto apruebe por escrito a la inspección técnica contratada perforaciones sobremedidas, perforaciones de ranura corta paralelo a la dirección de carga, o perforaciones de ranura larga. Se permiten cuñas ranuradas de hasta 6 mm en conexiones de deslizamiento crítico diseñadas en la base de perforaciones estándar sin reducción de la resistencia de corte nominal del conector por aquel especificado para perforaciones ranuradas.

Se permiten perforaciones sobremedidas en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico, sin embargo, estas no deben ser utilizadas en conexiones de tipo aplastamiento. Se deben instalar arandelas o golillas endurecidas en perforaciones sobremedidas en la pieza exterior.

Se permiten perforaciones de ranura corta en cualquiera a todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento. Se permiten las ranuras sin consideración de la dirección de carga en conexiones de deslizamiento crítico, pero en conexiones tipo aplastamiento la longitud debe ser normal a la dirección de carga. Las arandelas o golillas deben ser instaladas sobre las perforaciones de ranura corta en la pieza exterior; tales arandelas o golillas deben ser endurecidas cuando se utilizan pernos de alta resistencia, dichas arandelas deben cumplir con ASTM F436

Cuando pernos Grupo B sobre 1 plg (25 mm) de diámetro son usados en perforaciones de ranura o en perforaciones sobremedidas en piezas exteriores, una única arandela endurecida conforme a ASTM F436, con la excepción de que 5/16 plg (8 mm) sea el espesor mínimo, deberá ser empleada en vez de la arandela estándar.

Nota: Los requisitos que deben cumplir las golillas se presentan en la Sección 6 de la Especificación RCSC.

Se permiten perforaciones de ranura larga solamente en una de las partes conectadas tanto de conexión de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento como en una superficie de contacto individual.

TABLA J3.3 Dimensiones de Agujero Nominal, in				
Diámetro Perno	Dimensiones Agujero			
	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/16) \times (2,5 \times d)$

Se permiten perforaciones de ranura larga sin consideración de la dirección de carga en conexiones de deslizamiento crítico, pero deben ser perpendiculares a la dirección de carga en conexiones de tipo aplastamiento. Cuando se utilizan perforaciones de ranura larga en una pieza exterior, se debe proveer de planchas de ajuste (lainas), o una barra continua con perforaciones estándar, que tenga un tamaño suficiente para cubrir completamente la ranura después de la instalación. En conexiones con pernos de alta resistencia, tales planchas de ajuste o barras continuas deben tener un espesor no menor que 8 mm y deben ser de un material con grado estructural, pero no necesitan ser endurecidas. Cuando se necesiten arandelas o golillas endurecidas para ser utilizadas en pernos de alta resistencia, las golillas endurecidas deben ser ubicadas sobre la superficie exterior de la plancha de ajuste o barra.

TABLA J3.3M Dimensiones de Agujero Nominal, mm				
	Dimensiones Agujero			
Diámetro Perno	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Larga (Ancho x Largo)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27 ^[a]	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2,5d$

3. Espaciamiento Mínimo

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 2-2/3 veces el diámetro nominal, d , del conector; se prefiere una distancia de $3d$.

Nota: Barras de anclaje ASTM F1554 deben ser suministradas de acuerdo con las especificaciones del producto con un diámetro de cuerpo menor que el diámetro nominal. Los efectos de carga tales como flexión y elongación deben ser determinados basados en los diámetros mínimos permitidos por las especificaciones del producto. Ver ASTM F1554 y la tabla “Especificaciones ASTM aplicables para Varios Tipos de Conectores Estructurales” en Parte 2 de AISC *Steel Construction Manual*.

4. Distancia Mínima al Borde

La distancia desde el centro de un perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la Tabla J3.4, o el requerido en la Sección J3.10. La distancia desde el centro de un perforación sobredimensionado o ranurado hasta el borde de una parte conectada no debe ser menor que el requerido por un perforación estándar hasta el borde de una parte conectada más el incremento aplicable C_2 que se obtiene de la Tabla J3.5.

Nota: Las distancias de borde en la Tabla J3.4 son distancias de borde mínimas basadas en prácticas de fabricación estándar y tolerancias de trabajo. Se deben satisfacer las disposiciones apropiadas de las Secciones J3.10 y J4.

TABLA J3.4 Distancia Mínima al Borde^[a], in, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Sobre $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$
<p>^[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.</p> <p>^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.</p>	

TABLA J3.4M Distancia Mínima al Borde^[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (mm)	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico^[c]
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Sobre 36	$1,25d$
<p>^[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.</p> <p>^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.</p>	

TABLA J3.5 Valores del Incremento de Distancia de Borde C_2 , in				
Diámetro Nominal del Conector (in)	Agujero Sobretamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga ^[a]	
$\frac{7}{8}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{4} d$	0
1	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$		
$\geq 1 \frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$		

^[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver Tabla J3.3), se permite que C_2 sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual.

TABLA J3.5M Valores del Incremento de Distancia de Borde C_2 , mm				
Diámetro Nominal del Conector (mm)	Agujero Sobretamaño	Agujeros Ranurados		
		Eje Largo Perpendicular al Borde		Eje Largo Paralelo al Borde
		Ranura Corta	Ranura Larga ^[a]	
≤ 22	2	3	0,75 d	0
24	3	3		
≥ 27	3	5		

^[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo admisible (ver Tabla J3.3), se permite que C_2 sea reducido por la mitad de la diferencia entre las longitudes de ranura máxima y actual.

5. Distancias a los Bordos y Espaciamiento Máximo

La distancia máxima desde el centro de cualquier perno o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm. El espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de un perfil o dos planchas debe ser la siguiente:

- (a) Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 305 mm.
- (b) Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la plancha más delgada o 180 mm.

Nota: Las dimensiones en (a) y (b) no se aplican para elementos consistentes en dos perfiles en contacto continuo.

6. Resistencia de Tracción y Corte de Pernos y Partes Enroscadas

La resistencia de diseño de tracción y de corte, ϕR_n , y la resistencia admisible de tracción y de corte, R_n/Ω , de un perno de alta resistencia con apriete ajustado o pretensionado o

de una parte roscada debe ser determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = F_n A_b \quad (J3-1)$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

donde

F_n = tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal, F_{nv} , según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa)

A_b = área bruta del perno o parte roscada (para barras con extremos ensanchados, ver nota al pie [d], Tabla J3.2), cm² (mm²).

La resistencia requerida de tracción debe incluir cualquier tracción resultante por la acción de palanca producida por la deformación de las partes conectadas.

Nota: La fuerza que puede ser resistida por pernos de alta resistencia o [artes hiladas ya sean pretensionados o de apriete ajustado, deben estar limitados por la resistencia al aplastamiento de la perforación del perno según Sección J3.10. La resistencia efectiva de un conector individual debe ser tomada como el menor de la resistencia al corte del conector según sección J3.6 o por la resistencia al aplastamiento de la perforación del perno por Sección J3.10. La resistencia del grupo de pernos es tomada como la suma de las resistencias efectivas de los conectores individuales.

7. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones Tipo Aplastamiento

La resistencia disponible de tracción de un perno solicitado por una combinación de tracción y corte debe ser determinada de acuerdo con los estados límites de rotura en tracción y en corte de acuerdo con lo siguiente:

$$R_n = F'_n A_b \quad (J3-2)$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

donde

F'_n = tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte, kgf/cm² (MPa)

$$F'_n = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\Omega F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \text{ (LRFD)} \quad (J3-3a)$$

$$F'_n = 1,3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \text{ (ASD)} \quad (J3-3b)$$

F_{nt} = tensión de tracción nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa)

F_{nv} = tensión de corte nominal según la Tabla J3.2, kgf/cm² (MPa)

f_{rv} = tensión requerida de corte, kgf/cm² (MPa)

La resistencia disponible de corte del conector debe ser igual o mayor que la tensión requerida de corte, f_v .

Nota: Notar que cuando la tensión requerida, f , tanto en corte o tracción, es menor o igual que el 30% de la tensión disponible correspondiente, los efectos combinado de tensiones no necesita ser investigado. Además hay que notar que las Ecuaciones J3-3a y J3-3b pueden ser escritas de manera tal de encontrar la tensión de corte nominal, F_{nv} , como una función de la tensión de tracción requerida, f_t .

8. Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico

Las conexiones de deslizamiento crítico deben ser diseñadas para prevenir el deslizamiento y para satisfacer los estados límites en conexiones de tipo aplastamiento cuando los pernos de deslizamiento crítico pasen a través de *rellenos*, todas las superficies sujetas al deslizamiento deben estar preparadas para alcanzar la resistencia de deslizamiento.

La resistencia de deslizamiento disponible,

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (J3-4)$$

- (a) Para perforaciones de tamaño estándar y de ranura corta perpendiculares a la dirección de la carga:

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,50 \text{ (ASD)}$$

- (b) Para perforaciones de sobretamaño y de ranura corta paralelos a la dirección de la carga:

$$\phi = 0,85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,76 \text{ (ASD)}$$

- (c) Para perforaciones de ranura larga:

$$\phi = 0,70 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,14 \text{ (ASD)}$$

donde

μ = coeficiente de deslizamiento promedio para superficies Clase A o B, cuando sea aplicable, determinado como sigue o mediante ensayos.

- (i) para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar, limpias, con escamas de fábrica o superficies con baño Clase A en acero limpiado a chorro de arena y galvanizada en caliente y superficies rugosas)

$$\mu=0,30$$

- (ii) para superficies Clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas mediante chorro de arena o superficies con baño Clase B en acero limpiado mediante chorro de arena).

$$\mu=0,50$$

$D_u = 1,13$; multiplicador que refleja la razón entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno; el uso de otros valores pueden ser aprobados por el ingeniero estructural responsable del proyecto.

T_b = tracción mínima del conector entregada en la Tabla J3.1, T (kN)

h_f = factor por rellenos, determinado según se indica a continuación:

- (i) Cuando los pernos han sido agregados para distribuir cargas en el relleno

$$h_f = 1,00$$

- (ii) Cuando los pernos no han sido agregados para distribuir la carga en el relleno

- (a) Para un relleno entre las partes conectadas

$$h_f = 1,00$$

- (b) Para dos o más rellenos entre las partes conectadas

$$h_f = 0,85$$

n_s = número de planos de deslizamiento

9. Combinación de Tracción y Corte en Conexiones de Deslizamiento Crítico

Cuando una conexión de deslizamiento crítico es solicitada por una tracción que disminuye la fuerza de apriete neta, la resistencia de deslizamiento disponible por perno, de la Sección J3.8, debe ser multiplicada por el factor, k_{sc} , como se muestra a continuación:

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \text{ (LRFD)} \quad \text{(J3-5a)}$$

$$K_{sc} = 1 - \frac{1,5T_a}{D_u T_b n_b} \text{ (ASD)} \quad \text{(J3-5a)}$$

donde

T_a = carga de tracción requerida debida a las combinaciones de carga ASD, T (kN)

T_u = carga de tracción requerida debida a las combinaciones de carga LRFD, T (kN)

n_b = número de pernos que transmiten la tracción aplicada

10. Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos

La resistencia de aplastamiento disponible, ϕR_n o R_n/Ω , en perforaciones de pernos debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento como se muestra a continuación:

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal de aplastamiento del material conectado, R_n , es determinada como sigue:

- (a) Para un perno en una conexión con perforaciones estándar, sobremedidas y de ranura corta, independiente de la dirección de carga, o en perforaciones de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento

- (i) Cuando la deformación en el perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 dt F_u \quad \text{(J3-6a)}$$

- (ii) Cuando la deformación en el perforación del perno bajo cargas de servicio no se considera en el diseño

$$R_n = 1,5 l_c t F_u \leq 3,0 dt F_u \quad (\text{J3-6b})$$

- (b) Para un perno en una conexión con perforaciones de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza

$$R_n = 1,0 l_c t F_u \leq 2,0 dt F_u \quad (\text{J3-6c})$$

- (c) Para conexiones hechas utilizando pernos que pasan completamente a través de miembros cajón no atiesados o perfiles tubulares, ver la Sección J7 y la Ecuación J7-1.

donde

F_u = resistencia última mínima especificada del material conectado, kgf/cm² (MPa)

d = diámetro nominal del perno, cm (mm)

l_c = distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde del perforación y el borde del perforación adyacente o borde del material, cm (mm)

t = espesor del material conectado, cm (mm)

La resistencia al aplastamiento de las conexiones debe ser tomada como la suma de las resistencias de aplastamiento de los pernos individuales.

La resistencia de aplastamiento debe ser revisada tanto para las conexiones de tipo aplastamiento como para las de deslizamiento crítico. El uso de perforaciones sobremedidas y perforaciones de ranura corta y larga paralelos a la línea de carga se restringe a conexiones de deslizamiento crítico, según se indica en la Sección J3.2.

Nota: La resistencia efectiva de un conector individual es la menor entre la resistencia al corte del conector según Sección J3.6 o la resistencia de aplastamiento de la perforación del perno según Sección J3.10. La resistencia del grupo de pernos es la suma de las resistencias efectivas de los conectores individuales.

11. Conectores Especiales

La resistencia nominal de conectores especiales distintos a los pernos presentados en la Tabla J3.2 debe ser verificada mediante ensayos.

12. Conectores de Tracción

Cuando pernos u otros conectores son conectados a cajones no atiesados o a la pared de perfiles tubulares, la resistencia de la pared debe ser determinada mediante análisis estructural.

J4. ELEMENTOS INVOLUCRADOS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS

Esta Sección aplica para los elementos de miembros en conexiones y elementos conectores, tales como planchas, gussets, ángulos y soportes.

1. Resistencia de Elementos en Tracción

La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia disponible, R_n/Ω , de elementos involucrados y conectores cargados en tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y ruptura en tracción.

(a) Para fluencia en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_y A_g \quad (\text{J4-1})$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,67 \text{ (ASD)}$$

(b) Para ruptura en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_u A_e \quad (\text{J4-2})$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

donde

A_e = área neta efectiva como se define en la Sección D3.3, cm^2 (mm^2); para planchas de empalme apernadas, $A_e = A_n \leq 0,85 A_g$

Nota: El área efectiva neta de la plancha de conexión puede estar limitada debido a la distribución de tensiones las que son determinadas por métodos tales como la sección Whitmore.

2. Resistencia de Elementos en Corte

La resistencia de corte disponible de elementos involucrados y elementos conectores en corte debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y ruptura en corte:

(a) Para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0,60 F_y A_{gv} \quad (\text{J4-3})$$

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,50 \text{ (ASD)}$$

donde

A_{gv} = área bruta solicitada a corte, cm^2 (mm^2)

(b) Para ruptura en corte del elemento:

$$R_n = 0,6F_u A_{nv} \quad (\text{J4-4})$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

donde

A_{nv} = área neta solicitada a corte, cm^2 (mm^2)

3. Resistencia de Bloque de Corte

La resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria(s) de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como

$$R_n = 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (\text{J4-5})$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

donde

A_{nt} = área neta solicitada a tracción, cm^2 (mm^2)

Cuando la tensión de tracción es uniforme, $U_{bs} = 1$; si la tensión de tracción es no uniforme, $U_{bs} = 0,5$.

Nota: Casos típicos donde U_{bs} deben tomarse igual a 0,5 se ilustran en el Comentario.

4. Resistencia de Elementos en Compresión

La resistencia disponible de elementos conectados en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo se determinan de acuerdo con lo siguiente.

(a) Para $KL/r \leq 25$:

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{J4-6})$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,67 \text{ (ASD)}$$

(b) Cuando $KL/r > 25$, aplican las disposiciones del Capítulo E.

5. Resistencia de Elementos en Flexión

La resistencia disponible en flexión de elementos los afectados deberá ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de flexión de fluencia, pandeo local lateral-torsional en flexión, y ruptura por flexión.

J5. PLANCHAS DE RELLENO

1. Planchas de Relleno en Conexiones Soldadas

Donde sea necesario el uso de planchas de relleno en juntas requeridas para transmitir fuerzas aplicadas, las planchas de relleno y las soldaduras de conexión deberán cumplir con los requisitos de J5.1a y J5.1b según corresponda.

1a. Planchas de Relleno Delgadas

Planchas de relleno con espesores menores a 6 mm no deben ser usadas para transmitir tensiones. Cuando el espesor de la plancha de relleno es menor que 6 mm, o cuando el espesor de la plancha de relleno es de 6 mm o mayor pero no adecuada para transferir las fuerzas aplicadas entre las partes conectadas, la plancha de relleno deberá ser mantenida lisa con el borde de la parte externa conectada. Además, el tamaño de la soldadura deberá ser aumentado sobre el tamaño requerido por una cantidad igual al espesor de la plancha de relleno.

1b. Planchas de Relleno Gruesas

Cuando el espesor de la plancha de relleno es adecuada para transferir las fuerzas aplicadas entre las partes conectadas, la plancha de relleno debe extenderse más allá de los bordes externos de las partes metálicas conectadas que sirve de base. Las soldaduras que unen el exterior de la base metálica conectada a la plancha de relleno deberán ser suficientes para transmitir la fuerza a la plancha de relleno y el área sujeta a la fuerza aplicada en la plancha de relleno deberá ser adecuada para evitar tensiones excesivas en dicha plancha. Las soldaduras que unen la plancha de relleno al interior de la base metálica interior deberán ser adecuada para transmitir las fuerzas aplicadas.

2. Planchas de Relleno en Conexiones Apernadas

Cuando pernos que soporten cargas pasan a través de planchas de relleno que son de espesor igual o menor a 6 mm, la resistencia de corte deberá ser usada sin reducción. Cuando pernos que soporten cargas pasan a través de planchas de relleno con un espesor mayor a 6 mm, se debe de aplicar uno de los siguientes requisitos:

- a) (a) La resistencia de corte de los pernos debe ser multiplicada por el factor

$$1 - 0,4(t - 0,25)$$

$$[\text{S.I. } 1 - 0,0154(t - 6)]$$

pero no menor a 0,85, donde t es el espesor total de las planchas de relleno;

- b) Las planchas de relleno deben ser extendidas más allá de la junta y la extensión de la plancha de relleno debe ser protegida con suficientes pernos para distribuir uniformemente la carga total en el elemento conectado sobre las secciones transversales combinadas de los elementos conectados y rellenos;
- c) El tamaño de la junta debe ser aumentada para adecuar un número de pernos que sea equivalente al número total requerido en el punto (b) anterior; o

- d) La junta debe ser diseñada para prevenir el deslizamiento de acuerdo con la Sección J3.8 usando ya sea superficies Clase B o superficies Clase A con un apriete según el método del giro de la tuerca.

J6. EMPALMES

Los empalmes con soldadura de tope en vigas deben desarrollar la resistencia nominal de la menor sección empalmada. Otros tipos de empalmes en secciones de vigas deben desarrollar la resistencia requerida por las cargas en el punto de empalme.

J7. RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO

La resistencia de aplastamiento de diseño, ϕR_n , o la resistencia de aplastamiento disponible, R_n/Ω , de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como se muestra a continuación:

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

La resistencia de aplastamiento nominal, R_n , debe ser determinada de acuerdo con lo siguiente:

- (a) Para superficies terminadas, pasadores en perforaciones de borde, taladrados o punzonados, y extremos de atiesadores de aplastamiento ajustado

$$R_n = 1,8F_y A_{pb} \quad (\text{J7-1})$$

donde

F_y = tensión de fluencia mínima especificada, kgf/cm² (MPa)

A_{pb} = área proyectada de apoyo, cm² (mm²)

- (b) Para rodillos de dilatación y en los balancines

- (i) Cuando $d \leq 635$ mm

$$\text{Técnico: } R_n = 1,2 (F_y - 920) l_b / 20 \quad (\text{J7-2})$$

$$\text{SI: } R_n = 1,2 (F_y - 90) l_b / 20 \quad (\text{J7-2M})$$

- (ii) Cuando $d > 635$ mm

$$\text{Técnico: } R_n = 9,55 (F_y - 920) l_b \sqrt{d} / 20 \quad (\text{J7-3})$$

$$\text{SI: } R_n = 30,2 (F_y - 90) l_b \sqrt{d} / 20 \quad (\text{J7-3M})$$

donde

d = diámetro, cm (mm)

l_b = longitud de apoyo, cm (mm)

J8. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO

Se deben realizar disposiciones apropiadas para transferir las cargas y momentos de columna a las zapatas y fundaciones.

En ausencia de un marco regulatorio, se permite tomar la resistencia de aplastamiento de diseño, $\phi_c P_p$, o la resistencia de aplastamiento admisible, P_p/Ω_c , para el estado límite de aplastamiento del concreto, como se muestra a continuación:

$$\phi = 0,65 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,31 \text{ (ASD)}$$

La resistencia de aplastamiento nominal, P_p , se determina como se indica a continuación:

(a) En el área total de apoyo de concreto:

$$P_p = 0,85f'_c A_1 \quad (\text{J8-1})$$

(b) En un área menor a la total del apoyo de concreto:

$$P_p = 0,85f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq 1,7f'_c A_1 \quad (\text{J8-2})$$

donde

A_1 = área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm^2 (mm^2)

A_2 = máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga, cm^2 (mm^2)

f'_c = resistencia a compresión especificada del concreto, kgf/cm^2 (MPa)

J9. BARRAS DE ANCLAJE E INSERTOS

Las barras de anclaje debe ser diseñadas para entregar la resistencia requerida por las cargas de la estructura completa en la base de las columnas incluyendo las componentes de tracción neta debidas a cualquier momento de flexión que puedan resultar por las combinaciones de carga estipuladas en la Sección B2. Las barras de anclaje deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos para partes roscadas dados en la Tabla J3.2.

El diseño de las bases de columnas y barras de anclaje para la transferencia de fuerzas a la fundación de concreto incluyendo el aplastamiento sobre los elementos de concreto deberán satisfacer los requisitos de ACI 318 o ACI 349.

Nota: Cuando las columnas son requeridas para resistir una fuerza horizontal en la plancha base, se debe de considerar el aplastamiento sobre los elementos de concreto.

Se permiten grandes perforaciones sobremedidas y perforaciones ranuradas en planchas base cuando se provee de un adecuado aplastamiento para la tuerca por medio del uso de arandelas o golillas estructurales según ASTM F884 o mediante planchas de ajuste para enlazar la perforación.

Nota: Los tamaños de perforaciones permitidos y las dimensiones de golillas correspondientes se presentan en el *Manual de Construcción en Acero* AISC.

Nota: Ver ACI 318 para el diseño de insertos y para el diseño por fricción. Ver OSHA para requisitos especiales de montaje para barras de anclaje.

J10. ALAS Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS

Esta Sección aplica a las cargas concentradas simples y dobles aplicadas en sentido perpendicular a la(s) ala(s) de secciones de ala ancha y perfiles armados similares. Una carga concentrada simple puede ser tanto de tracción como de compresión. Cargas concentradas dobles corresponden a una en tracción y la otra en compresión y forman un par en el mismo lado del miembro cargado.

Cuando la sollicitación exceda la resistencia disponible determinada para los estados límites enumerados en esta Sección, se deben disponer de atiesadores y/o refuerzos dispuestos y dimensionados para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible para el estado límite aplicable. Los atiesadores también deben cumplir con los requisitos de la Sección J10.8. Los refuerzos también deben cumplir los requisitos de diseño de la Sección J10.9.

Nota: Ver el Anexo 6.3 para los requisitos de los extremos de miembros en voladizo.

Se necesitan atiesadores en los extremos no restringidos de vigas de acuerdo con los requisitos de la Sección J10.7.

1. Flexión Local del Ala

Esta Sección aplica a las cargas concentradas simples y a la componente de tracción de las cargas concentradas dobles.

La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia admisible, R_n/Ω , para el estado límite de flexión local del ala se determina como se indica a continuación:

$$R_n = 6,25t_f^2F_{yf} \quad (\text{J10-1})$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,67 \text{ (ASD)}$$

donde

F_{yf} = tensión de fluencia mínima especificada del ala, kgf/cm² (MPa)

t_f = espesor del ala cargada, cm (mm)

Cuando la longitud de carga a través del ala del miembro es menor que $0,15b$, donde b_f es el ancho del ala del miembro no se necesita verificar la Ecuación J10-1.

Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es menor que $10t_f$, el valor R_n debe ser reducido en 50%.

2. Fluencia Local del Alma

Esta sección aplica para cargas concentradas simples y ambos componentes de cargas concentradas dobles.

La resistencia disponible para el estado límite de fluencia local del alma debe ser determinada como se indica a continuación:

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,50 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , se debe determinar como se muestra a continuación:

- (a) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro d ,

$$R_n = F_{yw} t_w (5k + l_b) \quad (\text{J10-2})$$

- (b) Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual a la profundidad del miembro d ,

$$R_n = F_{yw} t_w (2,5k + l_b) \quad (\text{J10-3})$$

donde

k = distancia desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete del alma, cm (mm)

F_{yw} = tensión de fluencia mínima especificada del alma, kgf/cm² (MPa)

l_b = longitud del apoyo (no menor que para reacciones extremas de viga), cm (mm)

t_w = espesor del alma, cm (mm)

Cuando se necesite, se debe disponer de un par de atiesadores de carga o planchas de refuerzo.

3. Aplastamiento del Alma

Esta Sección aplica para las cargas concentradas simples de compresión o la componente de compresión de cargas concentradas dobles.

La resistencia disponible para el estado límite de aplastamiento local del alma debe ser determinada como se muestra a continuación:

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , debe ser determinada como se muestra a continuación:

- (a) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor o igual a $d/2$:

$$R_n = 0,80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-4})$$

- (b) Cuando la carga concentrada de compresión que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor a $d/2$:

- (i) Para $l_b/d \leq 0,2$

$$R_n = 0,40 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-5a})$$

(ii) Para $l_b/d \leq 0,2$

$$R_n = 0,40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} \quad (\text{J10-5b})$$

donde

d = profundidad total del miembro, cm (mm)

Cuando se necesite, se debe disponer uno o un par de atiesadores de carga, o una plancha de refuerzo que se extienda por lo menos un medio de la profundidad del alma.

4. Pandeo Lateral del Alma

Esta Sección aplica solamente para las cargas concentradas simples de compresión aplicadas a miembros donde el movimiento lateral relativo entre el ala cargada en compresión y el ala cargada en tracción no está restringido en el punto de aplicación de la carga concentrada.

La resistencia disponible del alma para el estado límite de pandeo lateral debe ser determinada como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,76 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , se determina como se muestra a continuación:

(a) Si el ala en compresión está restringida de rotar:

(i) Para $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 2,3$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0,4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right] \quad (\text{J10-6})$$

(ii) Para $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1,7$, no aplica el estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia disponible, se puede disponer de arriostramiento lateral de forma local en el ala traccionada o también un par de atiesadores transversales o plancha de refuerzo.

(b) Si el ala en compresión no está restringida de rotar:

i. Para $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 1,7$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0,4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right] \quad (\text{J10-7})$$

ii. Para $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1,7$, no aplica el estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia disponible, se puede disponer de arriostramiento lateral de forma local en ambas alas en el punto de aplicación de las cargas concentradas.

Las siguientes definiciones aplican en las Ecuaciones J10-6 y J10-7:

$C_r = 6,75 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^2$ ($6,62 \times 10^6 \text{ MPa}$) cuando $M_u < M_y$ (LRFD) o

$1,5M_a < M_y$ (ASD) en la ubicación de la carga

$= 3,37 \times 10^7 \text{ kgf/cm}^2$ ($3,31 \times 10^6 \text{ MPa}$) cuando $M_u \geq M_y$ (LRFD) o $1,5M_a \geq M_y$ (ASD) en la ubicación de la carga

L_b = longitud no arriostrada lateralmente más larga a lo largo de cualquier ala en el punto de carga, cm (mm)

M_a = resistencia requerida en flexión usando las combinaciones de carga ASD, kgf-m (N-mm)

M_u = resistencia requerida en flexión usando las combinaciones de carga LRFD, kgf-m (N-mm)

b_f = ancho del ala, cm (mm)

h = distancia libre entre alas menos el filete o radio de curvatura para perfiles laminados; distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre alas cuando se utilizan soldaduras para perfiles armados, cm (mm).

Nota: Referirse al Anexo 6 para la determinación de la restricción adecuada.

5. Pandeo del Alma Comprimida

Esta Sección aplica para un par de cargas concentradas simples de compresión o las componentes de compresión de un par de cargas concentradas dobles, aplicadas en ambas alas del miembro en la misma ubicación.

La resistencia disponible para el estado límite de pandeo local del alma debe ser determinada como se muestra a continuación:

$$R_n = \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \quad (\text{J10-8})$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,67 \text{ (ASD)}$$

Cuando el par de cargas concentradas de compresión que deben ser resistidas es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro menor que $d/2$, R_n debe ser reducido por 50%.

Cuando se requiera, se debe proveer un atiesador transversal, un par de atiesadores transversales, o una plancha de refuerzo que se extienda a todo lo alto del alma.

6. Corte en la Zona Panel del Alma

Esta Sección aplica para las cargas concentradas dobles aplicadas a una o ambas alas de un miembro en la misma ubicación.

La resistencia disponible de la zona panel del alma para el estado límite de fluencia en corte debe ser determinada como se menciona a continuación:

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal, R_n , debe ser determinada como se detalla a continuación:

(a) Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco:

(i) Para $P_r \leq 0,4 P_c$

$$R_n = 0,60 F_y d_c t_w \quad (\text{J10-9})$$

(ii) Para $P_r > 0,4 P_c$

$$R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1,4 - \frac{P_r}{P_c} \right) \quad (\text{J10-10})$$

(b) Cuando se considera en el análisis la estabilidad del marco, incluyendo la deformación plástica de la zona panel:

(i) Para $P_r \leq 0,75 P_c$

$$R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{J10-11})$$

(ii) Para $P_r > 0,75 P_c$

$$R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1,9 - \frac{1,2P_r}{P_c} \right) \quad (\text{J10-12})$$

Las siguientes definiciones aplican en las Ecuaciones J10-9 hasta J10-12:

A_g = área bruta de la sección de la columna, cm² (mm²)

b_{cf} = ancho del ala de la columna, cm (mm)

d_b = altura de la viga, cm (mm)

d_c = altura de la columna, cm (mm)

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del alma de la columna, kgf/cm² (MPa)

$P_c = P_y$, kgf (kN) (LRFD)

$P_c = 0,6 P_y$, kgf (kN) (ASD)

P_r = Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga ASD o LRFD, kgf (kN)

$P_y = F_y A_g$, resistencia axial de fluencia de la columna, kgf (kN)

t_{cf} = espesor del ala de la columna, cm (mm)

t_w = espesor del alma de la columna, cm (mm)

Se debe disponer cada vez que se requiera, plancha(s) de refuerzo o un par de atiesadores diagonales dentro de los límites de la conexión rígida cuyas almas yacen en un plano común.

Ver la Sección J10.9 para requisitos de diseño de las planchas de refuerzo.

7. Extremos de Vigas no Restringidos

En extremos no enmarcados de vigas no restringidos contra la rotación en torno a su eje longitudinal, se debe disponer de un par de atiesadores transversales, que se extiendan a todo lo alto del alma.

8. Requisitos Adicionales para los Atiesadores para Cargas Concentradas

Los atiesadores se necesitan para resistir las cargas concentradas de tracción deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos de la Sección J4.1 y deben ser soldados al ala cargada y al alma. Las soldaduras al ala deben ser dimensionadas para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible correspondiente al estado límite. Las soldaduras que conectan el atiesador alma deben ser dimensionadas para transmitir al alma la diferencia algebraica de carga de tracción en los extremos del atiesador

Los atiesadores requeridos para resistir las cargas de compresión deben ser diseñados de acuerdo con los requisitos de la Sección J4.4, y deben apoyarse o ser soldados al ala cargada y soldados al alma. Las soldaduras para el ala deben ser dimensionadas para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible correspondiente al estado límite. Las soldaduras que conectan el atiesador al alma deben ser dimensionadas para transmitir al alma la diferencia algebraica de carga de compresión en los extremos del atiesador. Para atiesadores de apoyo ajustado, ver la Sección J7.

Los atiesadores de carga de altura completa utilizados para resistir las cargas de compresión aplicadas a la(s) ala(s) de una viga deben ser diseñados como miembros solicitados a compresión axial (columnas) de acuerdo con los requisitos de las Secciones E6.2 y J4.4.

Las propiedades de los miembros deben ser determinadas utilizando una longitud efectiva de $0,75h$ y una sección compuesta de dos atiesadores y una franja del alma de ancho igual a $25t_w$ en atiesadores interiores y de $12t_w$ en atiesadores en los extremos de los miembros. La soldadura que conecta los atiesadores de carga de profundidad completa al alma debe ser dimensionada para transmitir la diferencia de carga de compresión en cada uno de los atiesadores del alma.

Los atiesadores transversales y diagonales deben cumplir con el siguiente criterio adicional:

- (1) El ancho de cada atiesador más medio espesor de alma de columna no debe ser menor que un tercio del ancho del ala o plancha de conexión de momento que produce la carga concentrada.
- (2) El espesor de un atiesador no debe ser menor que medio espesor del ala o plancha de conexión de momento que entrega la carga concentrada, y mayor o igual que el ancho dividido por 16.
- (3) Los atiesadores transversales deben extenderse por lo menos a un medio de la profundidad del miembro excepto como se requiere en J10.5 y J10.7.

9. Requisitos Adicionales para las Planchas de Refuerzo para Cargas Concentradas

Las planchas de refuerzo que se requieran para entregar la resistencia a la compresión deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos del Capítulo E.

Las planchas de refuerzo que se requieran para entregar resistencia a la tracción deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos del Capítulo D.

Las planchas de refuerzo que se requieran para entregar resistencia al corte (ver la Sección J10.6) deben ser diseñadas de acuerdo con las disposiciones del Capítulo G.

Las planchas de refuerzo deben cumplir con los siguientes requisitos adicionales:

- (1) El espesor y la extensión de la plancha de refuerzo debe aportar suficiente material para igualar o exceder los requisitos de resistencia.
- (2) La plancha de refuerzo debe ser soldada para desarrollar la proporción de la carga total transmitida por la plancha de refuerzo.

CAPÍTULO K

DISEÑO DE CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES

Este Capítulo abarca las conexiones de miembros de sección tubular y secciones cajón de espesor de pared uniforme.

Nota: La resistencia de la conexión es controlada ocasionalmente por el tamaño del miembro tubular, especialmente el espesor de la pared de enrejados, lo que debe de ser considerado en el diseño inicial.

El Capítulo está organizado de la siguiente manera:

- K1. Cargas Concentradas en Perfiles Tubulares
- K2. Conexiones de Enrejados con Perfiles Tubulares
- K3. Conexiones de Momento para Perfiles Tubulares
- K4. Soldado de Planchas y de Ramas a Perfiles Tubulares Rectangulares

Nota: Ver el Capítulo J para requisitos adicionales para apernado en perfiles tubulares. Ver la Sección J3.10(c) para pernos atravesados.

Nota: Los parámetros de las conexiones deben estar dentro de los límites aplicables. Los *estados límites* necesitan solo ser verificados cuando la geometría o la carga de la conexión esta dentro de los parámetros dados en la descripción del estado límite.

K1. CARGAS CONCENTRADAS EN SECCIONES TUBULARES

La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia admisible, R_n/Ω , de las conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de este capítulo y las de la Sección B3.6.

1. Definición de Parámetros

A_g = área bruta de la sección transversal, cm^2 (mm^2)

B = ancho total del miembro tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)

B_p = ancho total de la plancha, medida a 90° del plano de la conexión, cm (mm)

D = diámetro exterior del miembro tubo redondo, cm (mm)

F_c = tensión disponible, kgf/cm^2 (MPa)
 = F_y para LRFD; $0,6F_y$ para ASD

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del material del tubo, kgf/cm^2 (MPa)

F_{yp} = tensión de fluencia mínima especificada del material de la plancha, kgf/cm^2 (MPa)

F_u = tensión última mínima especificada del material del tubo, kgf/cm² (MPa)

H = módulo de sección elástico del miembro, cm³ (mm³)

S = altura total del miembro tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)

l_b = longitud de apoyo de la carga, medido paralelo al eje del miembro tubular, (o medido a través del ancho del tubo en el caso de planchas de tapa cargadas), cm (mm)

t = espesor de diseño de la pared del tubo, cm (mm)

t_p = espesor de la plancha, cm (mm)

2. Secciones Tubulares Circulares

La resistencia disponible de las conexiones con cargas concentradas y dentro de los límites de la tabla K1.1A deben ser tomados como se muestra en la Tabla K1.1.

3. Secciones Tubulares Rectangulares

La *resistencia disponible* de las conexiones con cargas concentradas y dentro de los límites de la tabla K1.2A deben ser tomados como el menor valor de los estados límites aplicables mostrados en la Tabla K1.2.

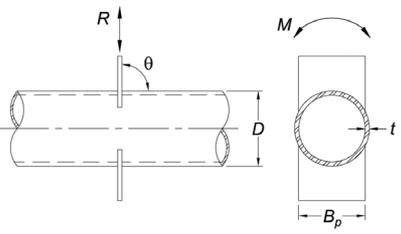
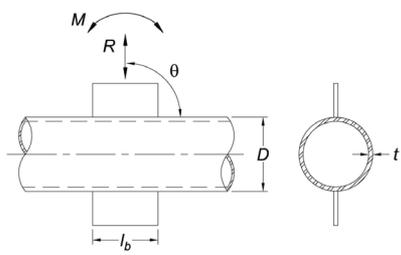
TABLA K1.1			
Resistencias Disponibles de Conexiones de Planchas con Secciones Tubulares Circulares			
Tipo de Conexión	Resistencia Disponible de la Conexión	Flexión de la Plancha	
		En el Plano	Fuera del Plano
<p>Conexiones en T y en Cruz con Plancha Transversal</p> 	<p>Estado Límite: Fluencia local de la plancha del tubo por carga axial</p> $R_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_p}{D}} \right) Q_f \text{ (K1-1)}$ <p>$\Phi = 0.90$ (LRFD) $\Omega = 1.67$ (ASD)</p>	—	$M_n = 0.5 B_p R_n$
<p>Conexiones en T, en Y y en Cruz con Plancha Longitudinal</p> 	<p>Estado Límite: Plastificación de la plancha del tubo por carga axial</p> $R_n \sin \theta = 5.5 F_y t^2 \left(1 + 0.25 \frac{l_b}{D} \right) Q_f \text{ (K1-2)}$ <p>$\Phi = 0.90$ (LRFD) $\Omega = 1.67$ (ASD)</p>	$M_n = 0.8 l_b R_n$	—

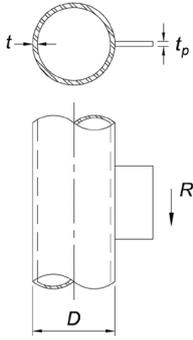
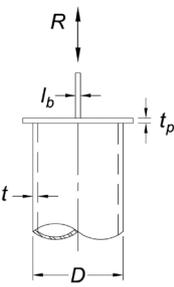
TABLA K1.1. (continuación)			
Tipo de Conexión	Resistencia Disponible de la Conexión	Flexión de la Plancha	
<p>Conexión en T con Plancha Longitudinal</p> 	<p>Estados Límites: Estados límite de la plancha y corte por punzonamiento en la sección tubular Corte en la Plancha:</p> <p>Para R_n, ver Capítulo J. Adicionalmente, se debe cumplir la siguiente relación:</p> $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (K1-3)$	—	—
<p>Conexiones de Plancha de Tapado</p> 	<p>Estado límite: fluencia local del tubo por Carga Axial</p> $R_n = 2F_y t [5t_p + l_b] \leq F_y A \quad (K1-4)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1.50$ (ASD)</p>	—	—
Funciones			
<p>$Q_f = 1$ para tubos (superficie conectada) en tracción $= 1,0-0,3U(1+U)$ para tubos (superficie de conexión) en compresión</p>		(K1-5)	
<p>$U = \left[\frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right]$, donde P_{ro} y M_{ro} son determinados en el lado de la junta que tiene la menor P_{ro} y M_{ro} se refieren a las resistencias requeridas en el tubo. $P_{ro} = P_u$ para LRFD; P_a para ASD.</p>		(K1-6)	
<p>$M_{ro} = M_u$ para LRFD; M_a para ASD</p>			

TABLA K1.1A Límites de Aplicación de la Tabla K1.1	
Ángulo de carga en la plancha: θ	$\geq 30^\circ$
Esbeltéz de la pared del tubo: D/t	≤ 50 para conexiones en T bajo carga axial o flexión de la placa de la rama
	≤ 40 para conexiones en Cruz bajo carga axial o flexión de la placa de la rama
	$\leq 0,11E/F_y$ bajo corte de la placa de la rama
	$\leq 0,11E/F_y$ para conexiones de planchas de tapado en compresión
Razón de ancho:	$0,2 < Bp/D \leq 1,0$ para la rama transversal de la conexiones de la planchas a
Resistencia del Material:	$F_y \leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa)
Ductilidad:	$F_y/F_u \leq 0,8$ Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable

TABLA K1.2
Resistencia Disponible de Conexiones de Planchas con Secciones Tubulares Rectangulares

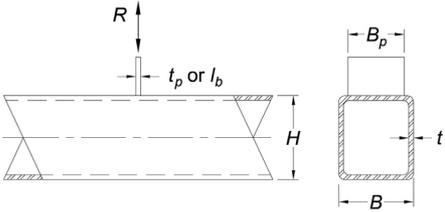
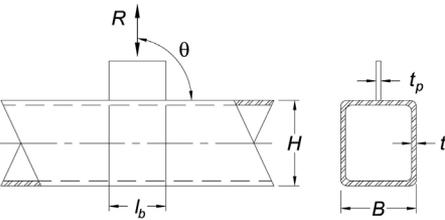
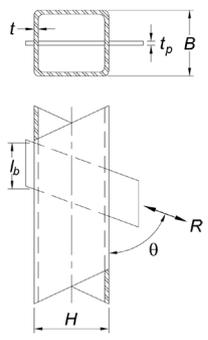
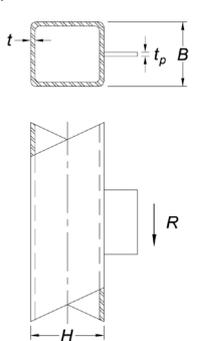
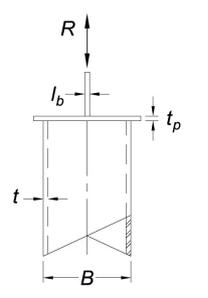
Tipo de Conexión	Resistencia Disponible de la Conexión
<p>Conexiones en T y en Cruz con Plancha Transversal solicitadas por Carga Axial a través de la Plancha</p>  <p>where $\beta = \frac{B_p}{B}$</p>	<p>Estado límite: fluencia local de la plancha, para todo β</p> $R_n = [10F_y t / (B/t)] B_p \leq F_y t_p B_p \quad (K1-7)$ <p>$\phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado límite: Fluencia por corte en el tubo por punzonamiento, donde</p> $0,85B \leq B_p \leq B-2t$ $R_n = 0,6F_y t [2t_p + 2B_{op}] \quad (K1-8)$ <p>$\phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados de la sección tubular, donde $\beta = 1,0$</p> $R_n = 2F_y t [5l + l_b] \quad (K1-9)$ <p>$\phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado límite: aplastamiento local de la pared del tubo, cuando $\beta = 1,0$ y la plancha esta en compresión, para conexiones en T</p> $R_n = 1,6t^2 \left(1 + \frac{3l_b}{H-3t} \right) \sqrt{EF_y Q_f} \quad (K1-10)$ <p>$\phi = 0,75$ (LRFD) $\Omega = 2,00$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado límite: aplastamiento local de la pared del tubo, cuando $\beta = 1,0$ y la plancha esta en compresión, para conexiones en cruz</p> $R_n = \left(\frac{48t^3}{H-3t} \right) \sqrt{EF_y Q_f} \quad (K1-11)$ <p>$\phi = 0,90$ (LRFD) $\Omega = 1,67$ (ASD)</p>
<p>Conexiones en T, en Y y en Cruz con Plancha Longitudinal solicitadas por Carga Axial a través de la Plancha</p> 	<p>Estado límite: Plastificación del tubo</p> $R_n \sin \theta = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (K1-12)$ <p>$\phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p>

TABLA K1.2 (continuación)

Tipo de Conexión	Resistencia Disponible de la Conexión
<p>Conexiones en T y en Y con Plancha Longitudinal pasante solicitadas por Carga Axial a través de la Plancha</p> 	<p>Estado límite: Plastificación de la pared del tubo</p> $R_n \sin \theta = \frac{2F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left(\frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (K1-13)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p>
<p>Conexiones en T con Plancha Longitudinal solicitadas por Corte a través de la Plancha</p> 	<p>Estados Límites: Estados límite de la plancha y corte por punzonamiento en el tubo</p> <p>Para R_n, ver Capítulo J. Adicionalmente, se debe cumplir la siguiente relación:</p> $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (K1-3)$
<p>Conexiones de Plancha de Tapado bajo carga axial</p> 	<p>Estado límite: fluencia local de las paredes del tubo</p> $R_n = 2F_y t [5k + l_b], \text{ cuando } (5t_p + l_b) < B \quad (K1-14a)$ $R_n = F_y A, \text{ cuando } (5t_p + l_b) \geq B \quad (K1-14b)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p> <p>Estado límite: aplastamiento local de la pared del tubo, cuando la plancha esta en compresión</p> $R_n = 1.6t^2 \left[1 + \frac{6l_b}{B} \left(\frac{t}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{EF_y \frac{t_p}{t}}, \text{ cuando } (5t_p + l_b) < B \quad (K1-15)$ <p>$\Phi = 0,75$ (LRFD) $\Omega = 2,00$ (ASD)</p>

Funciones	
$Q_r = 1$ para tubos (superficie conectada) en tracción	
$= 1,3 - 0,4 \frac{U}{\beta} \leq 1,0$ para tubos (superficie de conexión) en compresión, en conexiones con planchas transversales	(K1-16)
$= \sqrt{1 - U^2}$ para tubos (superficie de conexión) en compresión, en conexiones con planchas longitudinales y con planchas longitudinales que atraviesen el miembro	(K1-17)
$U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right $, donde P_{ro} y M_{ro} son determinados en el lado de la junta que tiene la menor tensión de compresión. P_{ro} y M_{ro} se refieren a las resistencias requeridas en el tubo. $P_{ro} = P_u$ para LRFD; Pa para ASD. $M_{ro} = M_u$ para LRFD; M_a para ASD
$B_{ep} = \frac{10B_p}{B/t} \leq B_p$	(K1-18)
k = radio externo de la esquina del tubo $\geq 1,5t$	

TABLA K1.2A Limits of Applicability of Table K1.2		
Ángulo de carga en la placa:	θ	$\geq 30^\circ$
Esbitez de la pared del tubo:	B/t o H/t	≤ 35 para paredes cargadas, en conexiones con planchas transversales de la rama
	B/t o H/t	≤ 35 para paredes cargadas, en conexiones con planchas longitudinales y con planchas longitudinales de atravesado de la rama
	$(B-3t)/t$ o $(H-3t)/t$	$\leq 1,40 \sqrt{E/F_y}$ para paredes cargadas, en conexiones con planchas cargadas en corte de la rama
Razón de ancho:	$0,25 < B_p/B$	$\leq 1,0$ para conexiones con planchas transversales a la rama
Resistencia del Material:	F_y	$\leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa)
Ductilidad:	F_y/F_u	$\leq 0,8$
Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable		

K2. CONEXIONES DE TUBOS EN ENREJADOS

La resistencia de diseño, ΦP_n , o la resistencia admisible, P_n/Ω de conexiones deben ser determinadas de acuerdo con las disposiciones de este capítulo y las disposiciones de la Sección B3.6.

Las conexiones tubo-tubo en enrejados se definen como conexiones que consisten en una o más miembros denominados de rama que son soldados directamente a un cordón continuo que pasa a través de la conexión, los cuales serán clasificados como se indica a continuación:

- (a) Cuando la carga de punzonamiento ($P_r \text{ sen } \theta$) en una rama es equilibrada por corte de flexión en un cordón, la conexión debe clasificar como una conexión en T cuando la rama es perpendicular al cordón y como una conexión en Y en caso contrario.
- (b) Cuando la carga de punzonamiento ($P_r \text{ sen } \theta$) en una rama es equilibrado esencialmente (dentro del 20%) por cargas en otras ramas en el mismo lado de la conexión, la conexión debe clasificarse como conexión en K. La excentricidad mas importante es aquella entre las ramas principales cuyas cargas son equilibradas. Se puede considerar la conexión en N como una conexión en K.

Nota: Una conexión en K con una rama perpendicular al cordón usualmente se llama conexión en N.

- (c) Cuando la carga de punzonamiento ($P_r \text{ sen } \theta$) es transmitida a través del cordón y es equilibrada por ramas en el lado opuesto, la conexión debe ser clasificada, como conexión en cruz.
- (d) Cuando una conexión tiene más de una rama principal, o ramas en más de un plano, la conexión debe clasificar como una conexión general o multiplanar.

Cuando las ramas transmiten parte de su carga como en conexiones en K y otra parte como en conexiones en T, Y, o en cruz, la resistencia nominal debe ser determinada por interpolación sobre la proporción de cada una en el total.

Para todos los efectos de esta especificación, los ejes de los miembros de rama y de los miembros de los cordones están en un mismo plano. Las conexiones de tubos rectangulares, estos están limitados a mantener sus paredes paralelas al mismo plano. En el caso de enrejados fabricados con secciones HSS en las cuales los miembros están conectados por soldadura, las excentricidades dentro de los límites de aplicación están permitidas sin consideración de los momentos resultantes del diseño de la conexión.

1. Definición de Parámetros

A_g = área bruta de la sección transversal, cm^2 (mm^2)

B = ancho total del miembro principal de sección tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)

B_b = ancho total de la rama de sección tubo rectangular, medida a 90° del plano de la conexión, cm (mm)

D = diámetro exterior del miembro principal de sección tubo redondo, cm (mm)

D_b = diámetro exterior de la rama de sección tubo redondo, cm (mm)

F_c = tensión disponible en el cordón, kgf/cm^2 (MPa)

= F_y para LRFD; $0.6F_y$ para ASD

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del material del miembro principal tubo, kgf/cm^2 (MPa)

F_{yb} = tensión de fluencia mínima especificada del material de la rama tubular, kgf/cm^2 (MPa)

F_u = tensión de agotamiento mínima especificada del material del tubo, kgf/cm^2 (MPa)

H = altura total del miembro principal de sección tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)

H_b = altura total de la rama de sección tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)

O_v = $l_{ov} / l_p \times 100, \%$

- S = módulo elástico de sección del miembro, cm^2 (mm^2)
- e = excentricidad en la conexión de enrejado, siendo positivo cuando se aleja de las ramas, cm (mm)
- g = excentricidad entre los pies de las ramas en una conexión en K con excentricidad, despreciando las soldaduras, cm (mm)
- $l_b = H_b/\sin\theta$, cm (mm)
- l_{ov} = longitud de traslape medida a lo largo de cara de la conexión del cordón entre las dos ramas, cm (mm)
- l_p = longitud proyectada de la rama de traslape en el cordón, cm (mm)
- t = espesor de diseño de la pared del miembro tubular principal, cm (mm)
- t_b = espesor de diseño de la pared de la rama tubular, cm (mm)
- β = la razón de ancho; la razón entre el diámetro de la rama y del cordón $= D_b / D$ para tubos redondos; la razón entre el ancho total de la rama y del cordón $= B_b / B$ para tubos rectangulares
- β_{eff} = la razón de ancho efectiva; la suma de los perímetros de las dos ramas en una conexión en K dividida por ocho veces el ancho del cordón
- γ = la razón de esbeltez del cordón; la razón entre el diámetro y dos veces el espesor de pared $= D/2t$ para tubos redondos; la razón entre el ancho y dos veces el espesor de pared $= B/2t$ para tubos rectangulares
- η = el parámetro de longitud de carga, aplicable solamente para tubos rectangulares; la razón entre la longitud de contacto de la rama con el cordón en el plano de conexión y el ancho del cordón $= N/B$, donde $N = H_b/\sin\theta$
- θ = ángulo agudo entre la rama y el cordón ($^\circ$)
- ζ = Razón de excentricidad; la razón de la excentricidad entre ramas de una conexión en K con excentricidad y el ancho del cordón $= g/B$ para tubos rectangulares.

2. Secciones Tubulares Circulares

La *resistencia disponible* de las conexiones tubo-a-tubo dentro de los límites de la tabla K2.1A debe ser tomada como el menor valor del *estado límite* aplicable según se muestra en la Tabla K2.1.

TABLA K2.1
Resistencia Disponible de Conexiones Tubo-Tubo para Secciones Tubulares Circulares en Enrejados

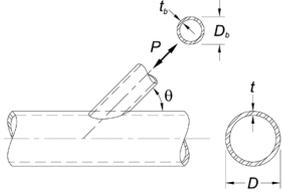
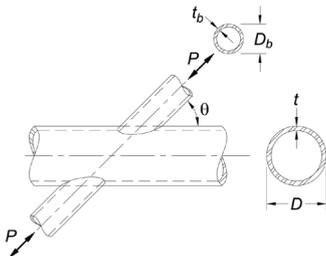
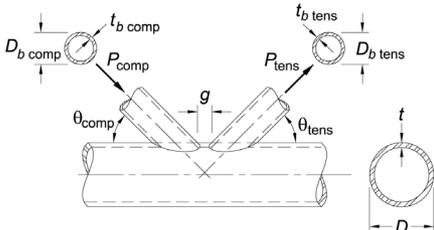
Tipo de Conexión	Resistencia Axial Disponible de la Conexión
<p>Verificación General Para Conexiones en T, en Y, en Cruz y en K con excentricidad</p> <p>Donde $D_{b \text{ (trac/comp)}} < (D-2t)$</p>	<p>Estado Límite: Fluencia por corte (punzonamiento)</p> $P_n = 0.6F_y \pi t D_b \left(\frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} \right) \quad (K2-1)$ <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p>
<p>Conexiones en Y y en T</p> 	<p>Estado límite: plastificación del cordón</p> $P_n \sin \theta = F_y t^2 [3,1 + 15,6\beta^2] \gamma 0,2 Q_f \quad (K2-2)$ <p>$\Phi = 0,90$ (LRFD) $\Omega = 1,67$ (ASD)</p>
<p>Conexiones en Cruz</p> 	<p>Estado límite: plastificación del cordón</p> $P_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.7}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (K2-3)$ <p>$\Phi = 0,90$ (LRFD) $\Omega = 1,67$ (ASD)</p>
<p>Conexiones en K con excentricidad o traslape</p> 	<p>Estado límite: Plastificación del cordón</p> $(P_n \sin \theta)_{\text{rama en compresión}} = F_y t^2 \left[2,0 + 11,33 \frac{D_{b \text{ comp}}}{D} \right] Q_g Q_f \quad (K2-4)$ $(P_n \sin \theta)_{\text{rama en tracción}} = (P_n \sin \theta)_{\text{rama en compresión}} \quad (K2-5)$ <p>$\Phi = 0,90$ (LRFD) $\Omega = 1,67$ (ASD)</p>
Funciones	
<p>$Q_f = 1$ para cordones (superficie conectada) en tracción (K1-5a) $= 1,0 - 0,3U$ ($1=U$) para tubos (superficie de conexión) en compresión (K1-5b)</p>	
<p>$U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right$, son determinados en el lado de la junta que tiene la menor tensión de compresión. P_{ro} y M_{ro} se refieren a las resistencias requeridas en el tubo. (K1-6) $P_{ro} = P_u$ para LRFD; P_a para ASD. $M_{ro} = M_u$ para LRFD; M_a para ASD</p>	
$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right) + 1} \right]^{[a]} \quad (k2-6)$	
<p>[a] Nota que $\exp(x)$ es igual a e^x, donde $e=2.71828$ es la base del logaritmo natural</p>	

TABLA K2.1-A
Límites de Aplicación de la Tabla K2.1

Excentricidad de la junta	-0,55	$\leq e/D \leq 0,25$ para conexiones en k
Ángulo de la rama	θ	$\geq 30^\circ$
Esbeltez de la pared del cordón	D/t	≤ 50 para conexiones en T, en Y y en K
	D/t	≤ 40 para conexiones en Cruz
Esbeltez de la pared de la rama	D_b/t_b	≤ 50 para la rama en tracción
	D/t	$\leq 0,05E/F_{yb}$ para conexiones en K excentricas
Razón de Ancho	$0,2 < B_p/D$	≤ 1.0 para conexiones en T, en Y, en Cruz y en K traslapadas
	$0,4 < B_p/D$	≤ 1.0 para conexiones con planchas transversales a la rama
Excentricidad	g	$\geq t_{bcomp} + t_{btrac}$ para conexiones en K excentricas
Traslape	$25\% \leq O_v$	$\leq 100\%$ para conexiones en K traslapadas
Espesor de la rama	t_b de traslap	$\leq t_{btraslapado}$ para ramas en conexiones en K traslapadas
Resistencia del material	F_y y F_{yb}	$\leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa)
Ductilidad	F_y/F_u y F_{yb}/F_{ub}	$\leq 0,8$

Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable

3. Secciones Tubulares Rectangulares

La *resistencia disponible* de las conexiones tubo-a-tubo en enrejados dentro de los límites de la tabla K2.2a deben ser tomados como el menor valor de los estados límites aplicables mostrados en la Tabla K2.2.

TABLA K2.2

Resistencia Disponible de Conexiones Tubo-a-Tubo con Secciones Tubulares Rectangulares

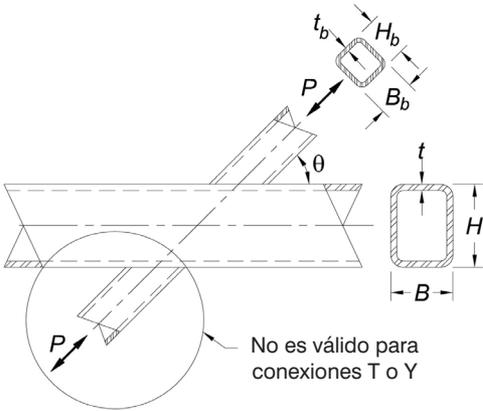
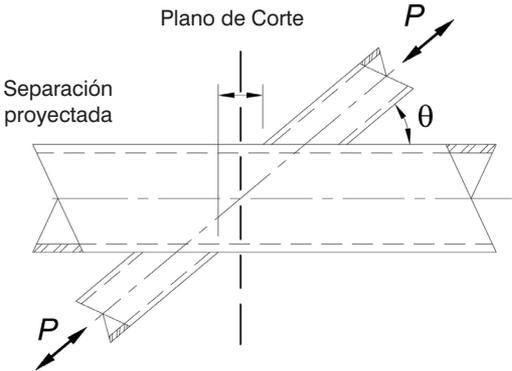
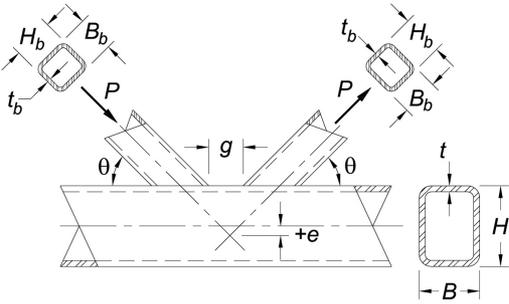
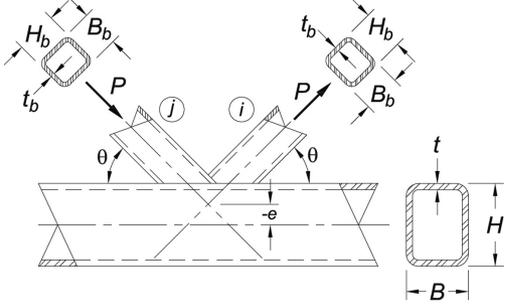
Tipo de Conexión	Resistencia Axial Disponible de la Conexión
<p>Conexiones en T, en Y en Cruz</p>  <p>No es válido para conexiones T o Y</p> <p>Caso para verificar el estado límite de corte en las paredes del cordón</p>	<p>Estado límite: plastificación de la pared del cordón, cuando $\beta \leq 0.85$</p> $P_n \sin \theta = F_y t^2 \left[\frac{2\eta}{(1-\beta)} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right] Q_f \quad (K2-7)$ <p>$\Phi = 1.00$ (LRFD) $\Omega = 1.50$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado límite: Fluencia por corte (punzonamiento), cuando $0.85 \leq \beta \leq 1-1/\gamma$ o $B/t < 10$</p> $P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B [2\eta + 2\beta eop] \quad (K2-8)$ <p>$\Phi = 0.95$ (LRFD) $\Omega = 1.58$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón, cuando $\beta = 1.0$</p> $P_n \sin \theta = 2 F_y t [5k + lb] \quad (K2-9)$ <p>$\Phi = 1.00$ (LRFD) $\Omega = 1.50$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado límite: aplastamiento local de la pared del cordón, cuando $\beta = 1.0$ y la rama esta en compresión, para conexiones en T o en Y</p> $P_n \sin \theta = 1.6 t^2 \left(1 + \frac{3l_b}{H-3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (K2-10)$ <p>$\Phi = 0.75$ (LRFD) $\Omega = 2.00$ (ASD)</p>
 <p>Plano de Corte</p> <p>Separación proyectada</p>	<p>Estado límite: aplastamiento local de la pared del cordón, cuando $\beta = 1.0$ y la rama esta en compresión, para conexiones en cruz</p> $P_n \sin \theta = \left(\frac{48t^3}{H-3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (K2-11)$ <p>$\Phi = 0.90$ (LRFD) $\Omega = 1.67$ (ASD)</p>
	<p>Estado límite: fluencia local de la rama/ramas debido a una distribución de carga dispereja, cuando $\beta > 0.85$</p> $P_n = F_{yb} t_b [2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b] \quad (K2-12)$ <p>$\Phi = 0.90$ (LRFD) $\Omega = 1.67$ (ASD)</p> $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (K2-13)$
	<p>Estado límite: corte en las paredes del cordón, Para conexiones en cruz con $\theta < 90^\circ$ y donde se produce una excentricidad proyectada (ver la figura). Determinar $P_n \sin \theta$ de acuerdo con la Especificación Sección G5.</p>

TABLA K2.2 (continuación)

Tipo de Conexión	Resistencia Axial Disponible de la Conexión
<p>Conexiones en K Excéntricas</p>	<p>Estado límite: Plastificación del cordón, para todo β</p> $P_n \sin \theta = F_y t^2 [9,8 \beta_{eff} 0,5] Q_t \quad (K2-14)$ <p>$\Phi = 0,90$ (LRFD) $\Omega = 1,67$ (ASD)</p>
	<p>Estado límite: fluencia por corte (punzonamiento), cuando $Bb < B-2t$ No verificar en ramas cuadradas</p> $P_n \sin \theta = 0,6 F_y t B [2\eta + \beta + \beta_{eop}] Q_t \quad (K2-15)$ <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p>
<p>Conexiones en T, en Y y en Cruz</p> 	<p>Estado límite: corte en las paredes del cordón en la región excéntrica Determinar $P_n \sin \theta$ de acuerdo con la Sección G5. No verificar para cordones cuadrados</p> <hr/> <p>Estado límite: fluencia local de la rama/ramas debido a una distribución de cargas dispereja. No verificar para ramas cuadradas o si $B/t \geq 15$</p> $P_n = F_y t_b [2H_b + B_b + b_{eoi} - 4t_b] \quad (K2-16)$ <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p> $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_y t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (K2-13)$
<p>Conexiones en K Traslapadas</p>  <p>Note que las flechas de las fuerzas para las conexiones en K traslapadas pueden ser revertidas, pues lo que controla la identificación de los miembros son i y j</p>	<p>Estado límite: fluencia local de la rama/ramas debido a una distribución de cargas dispereja</p> <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p> <p>Cuando $25\% \leq O_v < 50\%$:</p> $P_{n,i} = F_y t_{bi} t_{bj} \left[\frac{O_v}{50} (2H_{bi} - 4t_{bi}) + b_{eoi} + b_{eov} \right] \quad (K2-17)$ <p>Cuando $50\% \leq O_v < 80\%$:</p> $P_{n,i} = F_y t_{bi} t_{bj} (2H_{bi} - 4t_{bi} + b_{eoi} + b_{eov}) \quad (K2-18)$ <p>Cuando $80\% \leq O_v < 100\%$:</p> $P_{n,i} = F_y t_{bi} t_{bj} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + b_{eov}) \quad (K2-19)$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_y t_{bi}} \right) B_{bi} \leq B_{bi} \quad (K2-20)$ $b_{eov} = \frac{10}{B_{bj}/t_{bj}} \left(\frac{F_y t_{bj}}{F_y t_{bi}} \right) B_{bi} \leq B_{bi} \quad (K2-21)$ <p>Subíndice i se refiere a la rama que traslapa Subíndice j se refiere a la rama traslapada</p> $P_{n,j} = P_{n,i} \left(\frac{F_y t_{bj} A_{bj}}{F_y t_{bi} A_{bi}} \right) \quad (K2-22)$

Funciones	
$Q_f = 1$ para cordones (superficie conectada) en tracción $= 1,3 - 0,4 \frac{U}{\beta} \leq 1,0$ para cordones (superficie de conexión) en compresión, para conexiones en T, en Y y en Cruz $= 1,3 - 0,4 \frac{U}{\beta} \leq 1,0$ para cordones (superficie de conexión) en compresión, para conexiones en K excéntricas	(K1-16) (K2-23)
$U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right $, donde P_{ro} y M_{ro} son determinados en el lado de la junta que tiene la menor tensión de compresión. P_{ro} y M_{ro} se refieren a las resistencias requeridas en el tubo. $P_{ro} = P_u$ para LRFD; P_a para ASD. $M_{ro} = M_u$ para LRFD; M_a para ASD	(K1-6)
$\beta_{eff} = [(B_b + H_b)_{rama en compresión} + (B_b + H_b)_{rama en tensión}] / 4B$	(K2-24)
$\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \leq 1,0$	(K2-25)

TABLA K2.2A		
Límites de Aplicación de la Tabla K2.2		
Excentricidad de la junta	-0,55	$\leq e/D \leq 0,25$ para conexiones en K
Ángulo de la rama	θ	$\geq 30^\circ$
Esbeltez de la pared del cordón	B/t y H/t	≤ 35 para conexiones en K excéntricas y en conexiones en T, en Y y en Cruz
Esbeltez de la pared de la rama	B/t	≤ 30 para conexiones en K traslapadas
	H/t	≤ 35 para conexiones en K traslapadas
	B_b/t_b y H_b/t_b	≤ 35 para ramas en tracción
		$\leq 1,25 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$ para la rama en compresión para conexiones en K excéntricas, y de conexiones en T, en Y y en Cruz.
		≤ 35 para ramas en en compresión para conexiones en K excéntricas, y de conexiones en T, en Y y en Cruz.
		$\leq 1,1 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$ para la rama en compresión para conexiones en K traslapadas
Razón de Ancho	B_b/B y H_b/B	$\geq 0,25$ para conexiones en T, en Y y en conexiones en K traslapadas
Razón de Aspecto	0,5	$\leq H_b/B_b \leq 2,0$ y $0,5 \leq H/B \leq 2,0$
Traslape	25%	$\leq O_v \leq 100\%$ para conexiones en K traslapadas
Razón de ancho de la rama	B_{bi}/B_{bj}	$\geq 0,75$ para conexiones en K traslapadas, donde el subíndice i refiere a la rama que traslapa y el subíndice j refiere a la rama traslapada
Razón de espesor de la rama	t_{bi}/t_{bj}	$\leq 1,0$ para conexiones en K traslapadas, donde el subíndice i refiere a la rama que traslapa y el subíndice j refiere a la rama traslapada
Resistencia del material	F_y y F_{yb}	$\leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa)
Ductilidad	F_y/F_u y F_{yb}/F_{ub}	$\leq 0,8$ Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable
Límites adicionales para conexiones en K excéntricas		
Razón de ancho	$\frac{B_b}{B} + \frac{H_b}{B}$	$\geq 0,1 + \frac{\gamma}{50}$
	β_{eff}	$\geq 0,35$
Razón de excentricidad	$\zeta = g/B$	$\geq 0,5(1-\beta_{eff})$
Excentricidad	g	$\geq t_{b \text{ rama en compresión}} + t_{b \text{ rama en tensión}}$
Tamaño de la rama	menor B_b	$\geq 0,63$ (mayor B_b), si ambas ramas son cuadradas
Nota: El máximo tamaño de la excentricidad es controlado por el límite e/H . Si la excentricidad es grande, se ha de tratar como dos conexiones en Y.		

K3. CONEXIONES DE MOMENTO TUBO-TUBO

La resistencia de diseño, ΦM_n , o la resistencia admisible, M_n/Ω , de las conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de este capítulo y las disposiciones de la Sección B3.6.

Las conexiones de momento tubo-tubo se definen como conexiones que consisten en una o dos ramas que están directamente soldadas a un cordón continuo que pasa a través de la conexión, con la rama o ramas cargadas por momentos de flexión.

Una conexión debe ser clasificada como:

- (a) Una conexión en T cuando existe sólo una rama y es perpendicular al cordón, y como una conexión en Y cuando existe sólo una rama pero que no es perpendicular al cordón.
- (b) Una conexión en cruz cuando existe una rama en cada lado (opuesto) del cordón. Para efectos de esta Especificación, los ejes centrales de las ramas y del cordón deben caer en el mismo plano común.

1. Definición de Parámetros

A_g = área bruta de la sección transversal, cm^2 (mm^2)

B = ancho total del miembro principal de sección tubo rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, cm (mm)

B_b = ancho total de la rama de sección tubo rectangular, medida a 90° del plano de la conexión, cm (mm)

D = diámetro exterior del miembro principal de sección tubo redondo, cm (mm)

D_b = diámetro exterior de la rama de sección tubo redondo, cm (mm)

F_c = tensión disponible en el cordón, kgf/cm^2 (MPa)

= F_y para LRFD; $0,6F_y$ para ASD

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del material del miembro principal tubular, kgf/cm^2 (MPa)

F_{yb} = tensión de fluencia mínima especificada del material de la rama tubular, kgf/cm^2 (MPa)

F_u = tensión última mínima especificada del material del tubo, kgf/cm^2 (MPa)

H = altura total del miembro principal de sección tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)

H_b = altura total de la rama de sección tubo rectangular, medida en el plano de la conexión, cm (mm)

S = modulo elástico de la sección en la rama alrededor del eje de flexión, cm^3 (mm^3)

Z_b = modulo plástico de la sección en la rama alrededor del eje de flexión, cm^3 (mm^3)

t = espesor de diseño de la pared del miembro principal tubular, cm (mm)

t_b = espesor de diseño de la pared de la rama tubular, cm (mm)

β = razón de ancho

D_b/D para tubos redondos; razón entre el diámetro de la rama y del cordón

B_b/B para tubos rectangulares; razón entre el ancho total de la rama y del cordón

γ = razón de esbeltez del cordón

= $D/2t$ para tubos redondos; la razón entre la mitad del diámetro y el espesor de la pared

= $B/2t$ para tubos rectangulares; la razón entre la mitad del ancho y el espesor de la pared

η = el parámetro de longitud de carga, aplicable solamente para tubos rectangulares

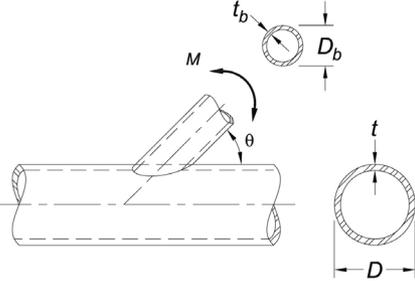
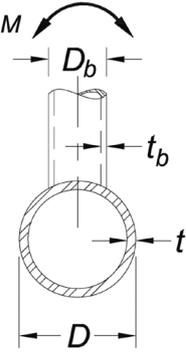
= l_b/B ; razón entre la longitud de contacto de la rama con el cordón en el plano de conexión y el ancho del cordón, donde $l_b = H_b/\text{sen } \theta$

θ = ángulo agudo entre la rama y el cordón (grados)

2. Secciones Tubulares Circulares

La *resistencia disponible* de las conexiones de momento dentro de los límites de la tabla K3.1A debe ser tomada como el menor valor del *estado límite* aplicable según se muestra en la Tabla K3.1.

TABLA K3.1
Resistencia Disponible de Conexiones de Momento Tubo-a-Tubo para Secciones Tubulares Circulares

Tipo de Conexión	Resistencia a Flexión Disponible de la Conexión
<p>Rama(s) solicitadas por Flexión en el plano Conexiones en T, enY y en Cruz</p> 	<p>Estado límite: plastificación del cordón</p> $M_n \sin \theta = 5,39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \quad (K3-1)$ <p>$\Phi = 0,90$ (LRFD) $\Omega = 1,67$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado Límite: Fluencia por corte (punzamiento), cuando $D_b < (D - 2t)$</p> $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{1 + 3 \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) \quad (K3-2)$ <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p>
<p>Rama(s) solicitadas por Flexión en fuera del plano Conexiones en T, enY y en Cruz</p> 	<p>Estado límite: plastificación del cordón</p> $M_n \sin \theta = F_y t^2 D_b \left(\frac{3.0}{1 - 0.81 \beta} \right) Q_f \quad (K3-3)$ <p>$\Phi = 0,90$ (LRFD) $\Omega = 1,67$ (ASD)</p> <hr/> <p>Estado Límite: Fluencia por corte (punzamiento), cuando $D_b < (D - 2t)$</p> $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{3 + \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) \quad (K3-4)$ <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p>

Para conexiones en T, en Y y en Cruz, con rama(s) bajo una combinación de carga axial y flexión en el plano y fuera del plano, o cualquiera combinación de estos efectos de carga:

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right)^2 + \left(\frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (K3-5)$$

- $M_{c-ip} = \phi \cdot M_n$ = resistencia de diseño a flexión para flexión en el plano obtenida de la Tabla K3.1, kgf-m (N-mm)
- $M_{c-ip} = M_n / \Omega$ = resistencia admisible a flexión para flexión en el plano obtenida de la Tabla K3.1, kgf-m (N-mm)
- $M_{c-op} = \phi \cdot M_n$ = resistencia de diseño a flexión para flexión fuera del plano obtenida de la Tabla K3.1, kgf-m (N-mm)
- $M_{c-op} = M_n / \Omega$ = resistencia admisible a flexión para flexión fuera del plano obtenida de la Tabla K3.1, kgf-m (N-mm)
- M_{r-ip} = resistencia requerida a flexión para flexión en el plano, usando combinaciones de carga LRFD o ASD según sea aplicable, kgf-m (N-mm)
- M_{r-op} = resistencia requerida a flexión para flexión en el plano, usando combinaciones de carga LRFD o ASD según sea aplicable, kgf-m (N-mm)
- $P_c = \phi P$ = resistencia de diseño axial de la tabla K2.1
- $P_c = P_n / \Omega$ = resistencia admisible axial de la tabla K2.1
- P_r = resistencia requerida a fuerza axial, usando combinaciones de carga LRFD o ASD según sea aplicable, t (N)

Funciones	
$Q_f = 1$ para cordones (superficie conectada) en tracción $= 1,0 - 0,3U (1+U)$ para tubos (superficie de conexión) en compresión	(K1-5)
$U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right $, donde P_{ro} y M_{ro} son determinados en el lado de la junta que tiene la menor tensión de compresión. P_{ro} y M_{ro} se refieren a las resistencias requeridas en el tubo. $P_{ro} = P_u$ para LRFD; P_a para ASD. $M_{ro} = M_u$ para LRFD; M_a para ASD	(K1-6)

TABLA K3.1A		
Límites de Aplicabilidad de la Tabla K3.1		
Ángulo de la rama	θ	$\geq 30^\circ$
Esbeltez de la pared del cordón	D/t	≤ 50 para conexiones en T y en Y ≤ 40 para conexiones en Cruz
Esbeltez de la pared de la rama	D_b/t_b	≤ 50 para la rama en tracción $\leq 0,05 E/F_{yb}$ para conexiones en K excéntricas
Razón de Ancho	0,2	$< D_p/D \leq 1,0$
Resistencia del material	F_y y F_{yb}	$\leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa)
Ductilidad	F_y/F_u y F_{yb}/F_{ub}	$\leq 0,8$ Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable

3. Secciones Tubulares Rectangulares

La *resistencia disponible* de las conexiones de momento dentro de los límites de la tabla K3.2A deben ser tomados como el menor valor de los estados límites aplicables mostrados en la Tabla K3.2.

TABLA K3.2
Resistencia Disponible de Conexiones de Momento Tubo-a-Tubo con Secciones Tubulares Rectangulares

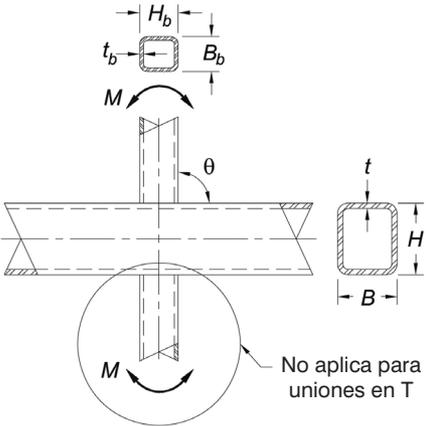
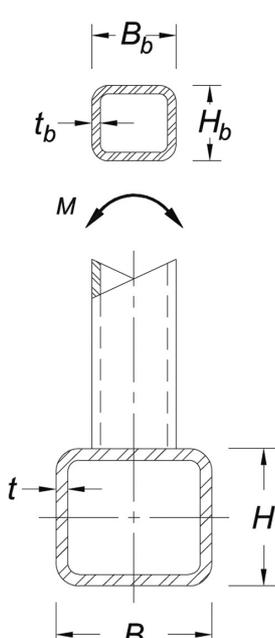
Tipo de Conexión	Resistencia a Flexión Disponible de la Conexión
<p>Rama(s) solicitadas por Flexión en el plano Conexiones en T y en Cruz</p>  <p>No aplica para uniones en T</p>	<p>Estado límite: plastificación de la pared del cordón, cuando $\beta \leq 0,85$</p> $M_n = F_y t^2 H_b \left[\frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q_f \quad (K3-6)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p> <p>Estado límite: fluencia local de las paredes de los lados del cordón, cuando $\beta > 0,85$</p> $M_n = 0,5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (K3-7)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p> <p>Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga, cuando $\beta > 0,85$</p> $M_n = F_{yb} \left[Z_b - \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right) B_b H_b t_b \right] \quad (K3-8)$ <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p>
<p>Rama(s) solicitadas por Flexión fuera del plano Conexiones en T y en Cruz</p> 	<p>Estado límite: Plastificación de la pared del cordón, cuando $\beta \leq 0,85$</p> $M_n = F_y t^2 \left[\frac{0,5 H_b (1 + \beta)}{(1 - \beta)} + \sqrt{\frac{2 B B_b (1 + \beta)}{(1 - \beta)}} \right] Q_f \quad (K3-9)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p> <p>Estado límite: Fluencia de la pared del cordón, cuando $\beta > 0,85$</p> $M_n = F_y^* t (B - t) (H_b + 5t) \quad (K3-10)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p> <p>Estado límite: fluencia local de la rama(s) debido a una distribución desigual de carga, cuando $\beta > 0,85$</p> $M_n = F_{yb} \left[Z_b - 0,5 \left(1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right)^2 B_b^2 t_b \right] \quad (K3-11)$ <p>$\Phi = 0,95$ (LRFD) $\Omega = 1,58$ (ASD)</p> <p>Estado límite: falla por distorsión del cordón, para conexiones en T y conexiones en Cruz desbalanceadas</p> $M_n = 2 F_y t \left[H_b t + \sqrt{B H t (B + H)} \right] \quad (K3-12)$ <p>$\Phi = 1,00$ (LRFD) $\Omega = 1,50$ (ASD)</p>

TABLA K3.2 (continuación)

Para conexiones en T, y en Cruz, con rama(s) bajo una combinación de fuerza axial, flexión en el plano y fuera del plano, o cualquier combinación de estos efectos de carga:

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right) + \left(\frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \right) \leq 1.0 \tag{K3-13}$$

- $M_{c-ip} = \phi \cdot M_n$ = resistencia de diseño a flexión para flexión en el plano obtenida de la Tabla K3.2, kgf-m (N-mm)
- $M_{c-ip} = M_n / \Omega$ = resistencia admisible a flexión para flexión en el plano obtenida de la Tabla K3.2, kgf-m (N-mm)
- $M_{c-op} = \phi \cdot M_n$ = resistencia de diseño a flexión para flexión fuera del plano obtenida de la Tabla K3.2, kgf-m (N-mm)
- $M_{c-op} = M_n / \Omega$ = resistencia admisible a flexión para flexión fuera del plano obtenida de la Tabla K3.2, kgf-m (N-mm)
- M_{r-ip} = resistencia requerida a flexión para flexión en el plano, usando combinaciones de carga LRFD o ASD según sea aplicable, kgf-m (N-mm)
- M_{r-op} = resistencia requerida a flexión para flexión en el plano, usando combinaciones de carga LRFD o ASD según sea aplicable, kgf-m (N-mm)
- $P_c = \phi P_n$ = resistencia de diseño axial de la tabla K2.2
- $P_c = P_n / \Omega$ = resistencia admisible axial de la tabla K2.2
- P_r = resistencia requerida a fuerza axial, usando combinaciones de carga LRFD o ASD según sea aplicable, t (N)

Funciones

$$Q_f = 1 \text{ para cordones (superficie conectada) en tracción} \tag{K1-15}$$

$$= 1,3 - 0,4 \frac{U}{\beta} \leq 1,0 \text{ para tubos (superficie de conexión) en compresión} \tag{K1-16}$$

$$U = \left[\frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right] \text{, donde } P_{ro} \text{ y } M_{ro} \text{ son determinados en el lado de la junta que tiene la menor tensión de compresión. } P_{ro} \text{ y } M_{ro} \text{ se refieren a las resistencias requeridas en el tubo. } P_{ro} = P_u \text{ para LRFD; } P_a \text{ para ASD. } M_{ro} = M_u \text{ para LRFD; } M_a \text{ para ASD} \tag{K1-6}$$

$$F_y^* = F_y \text{ para conexiones en T y } F_y \text{ para conexiones en cruz}$$

$$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B_b \leq B_b \tag{K2-13}$$

TABLA K3.2A
Límites de Aplicabilidad de la Tabla K3.2

Ángulo de la rama	θ	$\cong 90^\circ$
Esbeltez de la pared del cordón	B/t y H/t	≤ 35
Esbeltez de la pared de la rama	B_b/t_b y H_b/t_b	≤ 35 para ramas en tracción
		$\leq 1.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$
Razón de Ancho	B_b/B	$\geq 0,25$
Razón de Aspecto	0,5	$\leq H_b/B_b \leq 2,0$ y $0,5 \leq H/B \leq 2,0$
Resistencia del material	F_y y F_{yb}	$\leq 3.660 \text{ kgf/cm}^2$ (360 MPa)
Ductilidad	F_y/F_u y F_{yb}/F_{ub}	$\leq 0,8$ Nota: ASTM A500 Grado C es aceptable

K4. CONEXIONES DE PLANCHAS Y RAMAS PARA TUBOS RECTANGULARES

La resistencia de diseño, ΦR_n , ΦM_n , y ΦP_n o la resistencia admisible, R_n/Ω , M_n/Ω y P_n/Ω de las conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de este capítulo y las disposiciones de la Sección B3.6.

La resistencia disponible de las conexiones de las ramas debe ser determinada para el estado límite de no-uniformidad de transferencia de carga a lo largo de la línea de soldado, debido a las diferencias de rigidez relativa de las paredes de los tubos y en las conexiones tubo-a-tubo y entre los elementos en conexiones placa-a-tubo, como sigue:

$$R_n \text{ o } P_n = F_{nw} t_w l_e \quad (\text{K4-1})$$

$$M_{n-ip} = F_{nw} S_{ip} \quad (\text{K4-2})$$

$$M_{n-op} = F_{nw} S_{op} \quad (\text{K4-3})$$

Para interacción ver Ecuaciones K3-13

(a) Para soldaduras de filete

$$\Phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

(b) Para soldaduras de ranura de penetración parcial

$$\Phi = 0,80 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,88 \text{ (ASD)}$$

donde

F_{nw} = tensión nominal del metal de soldado (Capítulo J) sin incremento en la resistencia debido a la direccionalidad, kgf/cm² (MPa)

S_{ip} = modulo elástico efectivo de la sección de soldaduras para la flexión en el plano (Tabla K4.1), cm³, (mm³)

S_{op} = modulo elástico efectivo de la sección de soldaduras para la flexión fuera del plano (Tabla K4.1), cm³, (mm³)

l_e = longitud total efectiva de soldaduras de ranura y de soldaduras de filete para secciones tubulares rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura, cm (mm)

t_w = garganta efectiva de soldadura de menor tamaño alrededor del perímetro de la rama o la plancha, cm (mm)

TABLA K4.1
Propiedades efectivas de las Soldaduras en Secciones Tubulares Circulares

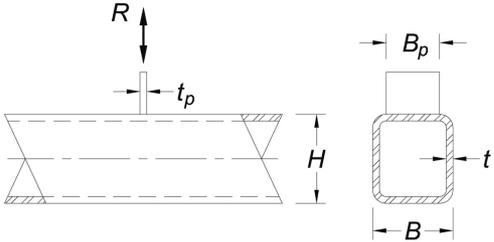
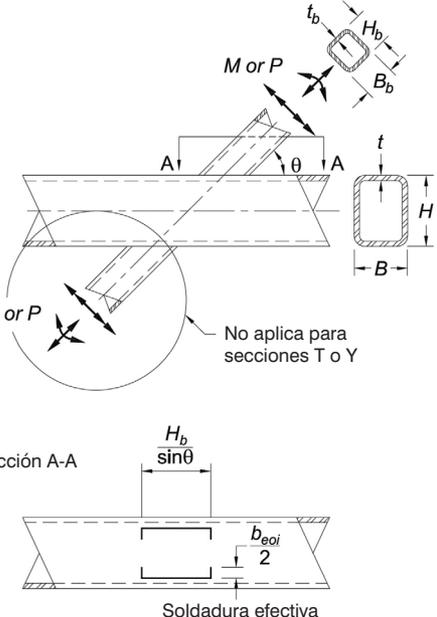
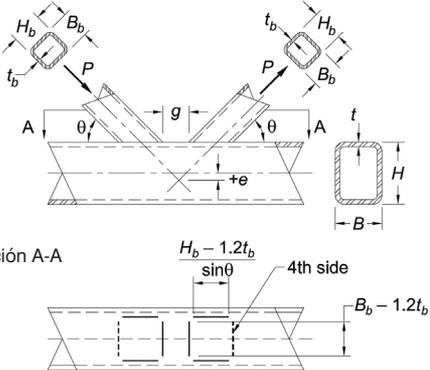
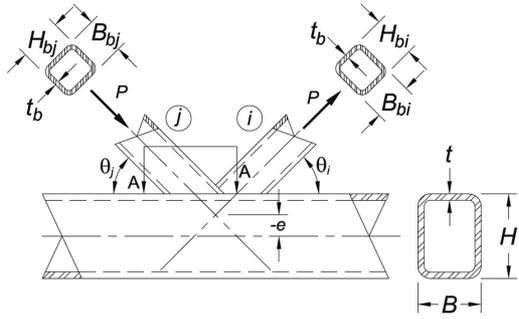
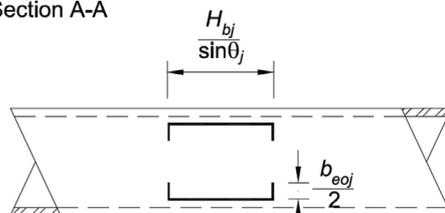
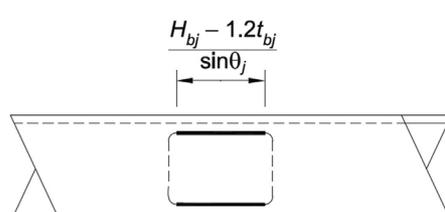
Tipo de Conexión	Resistencia a Flexión Disponible de la Conexión
<p>Plancha Transversal para Conexiones en T y en Cruz solicitadas por Fuerza Axial a través de la Plancha</p> 	<p>Estado límite: plastificación del cordón</p> $I_e = 2 \left(\frac{10}{B/t} \right) \left(\frac{F_y t}{F_{yp} t_p} \right) B_p \leq 2B_p \quad (K4-4)$ <p>Donde I_e = longitud total efectiva de la soldadura a ambos lados de la plancha transversal</p>
<p>Conexiones en T, en Y y en Cruz solicitadas por Fuerza Axial o a Flexión por la rama</p>  <p>No aplica para secciones T o Y</p> <p>Sección A-A</p> <p>Soldadura efectiva</p>	<p>Propiedades Efectivas de Soldadura</p> $I_e = \frac{2H_b}{\sin\theta} + 2b_{eoi} \quad (K4-5)$ $S_p = \frac{t_w}{3} \left(\frac{H_b}{\sin\theta} \right)^2 + t_w b_{eoi} \left(\frac{H_b}{\sin\theta} \right) \quad (K4-6)$ $S_{op} = t_w \left(\frac{H_b}{\sin\theta} \right) B_b + \frac{t_w}{3} (B_b^2) - \frac{(t_w/3)(B_b - b_{eoi})^3}{B_b} \quad (K4-7)$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (K2-13)$ <p>Cuando $\beta > 0,85$ o $\theta > 50^\circ$, $B_{eoi}/2$ no debe exceder de $2t$</p>
<p>Conexiones en K excéntricas solicitadas por Fuerza Axial por la rama</p>  <p>Sección A-A</p> <p>Soldadura efectiva: $\theta \geq 60^\circ$ Cuarto costado es efectivo cuando $\theta \leq 60^\circ$</p>	<p>Propiedades Efectivas de Soldadura</p> <p>Cuando $\theta \leq 50^\circ$:</p> $I_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (K4-8)$ <p>Cuando $\theta \geq 60^\circ$:</p> $I_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (K4-9)$ <p>Cuando $50^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ para determinar I_e se debe usar interpolación lineal</p>

TABLA K4.1 (continuación)

Tipo de Conexión	Resistencia a Flexión Disponible de la Conexión
<p>Conexiones en K traslapadas solicitadas por Carga Axial a través de la Rama</p>  <p>Note que las flechas de las fuerzas para las conexiones en K traslapadas pueden ser revertidas; la identificación del miembro es controlada por i y j</p> <p>Section A-A</p>  <p>Soldadura Efectiva: Ex. K4-13</p> <p>When $\frac{B_{bj}}{B} \leq 0.85$ and $\theta_j \leq 50^\circ$</p>  <p>Soldadura Efectiva</p> <p>When $\frac{B_{bj}}{B} > 0.85$ or $\theta_j > 50^\circ$</p>	<p>Propiedades de la Soldadura del Miembro Traslapado (todas las dimensiones estan referidas a la rama de traslape)</p> <p>Quando $25\% \leq O_v < 50\%$:</p> $I_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (K4-10)$ <p>Quando $50\% \leq O_v < 80\%$:</p> $I_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + b_{eoi} + b_{eov} \quad (K4-11)$ <p>Quando $80\% \leq O_v \leq 100\%$:</p> $I_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{bi} + b_{eov} \quad (K4-12)$ $b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{ybi} t_{bi}} \right) B_{bi} \leq B_{bi} \quad (K2-20)$ $b_{eov} = \frac{10}{B_{bj}/t_{bj}} \left(\frac{F_{ybj} t_{bj}}{F_{ybi} t_{bi}} \right) B_{bi} \leq B_{bi} \quad (K2-21)$ <p>Quando $B_{bi}/B_b > 0.85$ o $\theta_i > 50^\circ$, $b_{eoi}/2$ no debe exceder de $2t$</p> <p>Y cuando $B_{bi}/B_b > 0.85$ o $(180 - \theta_i - \theta_j) > 50^\circ$, $b_{eov}/2$ no debe exceder de $2t$</p> <p>Subíndice i se refiere a la rama que traslapa Subíndice j se refiere a la rama traslapada</p>
	<p>Propiedades de la Soldadura del Miembro que Traslapa (todas las dimensiones estan referidas a la rama que traslapa)</p> $I_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin\theta_j} + 2b_{eoj} \quad (K4-13)$ $b_{eoj} = \frac{10}{B/t} \left(\frac{F_y t}{F_{ybj} t_{bj}} \right) B_{bj} \leq B_{bj} \quad (K4-14)$ <p>Quando $B_{bj}/B_b > 0.85$ o $\theta_j > 50^\circ$, $I_{e,j} = 2(H_{bj} - 1.2t_{bj})/\sin\theta_j$</p>

Cuando una conexión en K traslapada ha sido diseñada de acuerdo con la Tabla K2.2 de este capítulo, y en la rama, las componentes de las fuerzas normales al cordón son 80% balanceadas (ej. las fuerzas en el miembro de la rama normales al cara del cordón difieren no más de un 20%), la soldadura “escondida” bajo la rama de traslape puede ser omitida si las soldaduras remanentes en la rama traslapada cualquiera sea esta desarrollan la capacidad completa de las paredes del miembro en la rama.

Las verificaciones de soldaduras en la Tabla K4.1 no son necesarias si las soldaduras son capaces de desarrollar la resistencia total de las paredes del miembro de la rama a lo largo de su perímetro completo (o una plancha a lo largo de su longitud total).

Nota: El enfoque usado aquí para disminuir el tamaño de las soldaduras supone una soldadura de tamaño constante alrededor del perímetro completo del tubo de la rama. Especial atención es requerida para conexiones de igual ancho (o de anchos distintos) las cuales combinan soldaduras de ranura de penetración parcial, a lo largo de los bordes señalados de la conexión, con soldaduras de filete generalmente a lo largo de la cara del miembro principal.

CAPÍTULO L

DISEÑO PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Este capítulo entrega los requisitos de diseño para condiciones de *servicio*.

El capítulo se organiza como sigue:

- L1. Disposiciones Generales
- L2. Contraflecha
- L3. Deformaciones
- L4. Desplazamientos Laterales Relativos
- L5. Vibración
- L6. Movimiento Inducido por Viento
- L7. Expansión y Contracción
- L8. Deslizamiento de Conexiones

L1. DISPOSICIONES GENERALES

El Estado Límite de Servicio es un estado en el cual el funcionamiento de una edificación, su apariencia, mantenimiento, durabilidad, y comodidad de sus ocupantes se mantienen controlados para una condición de uso normal. Los valores límites de comportamiento estructural para condiciones de servicio (por ejemplo, deformaciones máximas, aceleraciones) deben ser elegidas con la debida atención a la función que se espera que la estructura satisfaga. La condición de servicio debe ser evaluada utilizando *combinaciones de carga* apropiadas para los *estados límites* de servicio establecidos.

Nota: Información adicional sobre los estados límites de servicio, las cargas de servicio y las combinaciones de carga apropiadas para los requisitos de servicio se encuentran en la SEI/ASCE Estándar 7, Anexo B y su Comentario. Los requisitos de desempeño de este capítulo son consistentes con aquellos. Las cargas de servicio, como se estipulan de aquí en adelante, son aquellas que actúan en la estructura en un instante arbitrario en el tiempo, y no son usualmente consideradas como las *cargas nominales*.

L2. CONTRAFLECHA

Donde se utilice *contraflechas* para lograr una posición y colocación apropiada de la estructura, la magnitud, dirección y colocación de la contraflecha debe ser especificada en los planos estructurales.

L3. DEFORMACIONES

Las deformaciones en miembros y *sistemas estructurales* bajo combinaciones de cargas de servicio apropiadas no deben afectar la *condición de servicio* de la estructura.

Nota: Las condiciones que deben ser consideradas incluyen nivelación de pisos, alineamiento de miembros estructurales, la integridad de las terminaciones del edificio, y otros factores que afectan el uso normal y funcionamiento de la estructura. Para miembros *compuestos*, las deformaciones adicionales del hormigón debido a retracción y fluencia lenta deberían ser consideradas.

L4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS

El desplazamiento lateral relativo o deriva de una estructura debe ser evaluado bajo *cargas de servicio* para satisfacer la *condición de servicio* a la estructura, incluyendo la integridad de los tabiques interiores y los recubrimientos exteriores. La deriva bajo *combinaciones de carga* para la condición de resistencia no debe causar choque con estructuras adyacentes o exceder los valores límites de dichos desplazamientos que pudieran estar especificados en el *código de edificación vigente*.

L5. VIBRACIÓN

Se debe considerar el efecto de vibración en la comodidad de los ocupantes y el funcionamiento de la estructura. Las fuentes de vibración que deben ser consideradas incluyen cargas peatonales, vibración de maquinarias y otras fuentes identificadas para la estructura.

L6. MOVIMIENTO INDUCIDO POR VIENTO

Debe considerarse el efecto del movimiento inducido por viento en la comodidad de los ocupantes.

L7. DILATACION Y CONTRACCIÓN

Deben ser considerados los efectos de la expansión térmica y contracción por cambios de temperatura en las edificaciones. Los daños en el *recubrimiento* de la edificación pueden ocasionar penetración de agua y consecuentemente corrosión.

L8. DESLIZAMIENTO EN LAS CONEXIONES

Cuando el deslizamiento en conexiones apernadas pueda causar deformaciones que afecten la *condición de servicio* de la estructura, los efectos del deslizamiento en las *conexiones* deben ser incluidos en el diseño. Cuando sea apropiado, la conexión debe ser diseñada para evitar el deslizamiento. Para el diseño de conexiones de deslizamiento crítico ver las Secciones J3.8 y J3.9.

Nota: La RCSC *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 bolts* da más información sobre deslizamiento en las conexiones.

CAPÍTULO M

FABRICACIÓN Y MONTAJE

Este capítulo entrega requisitos para los planos de taller, la fabricación, la pintura en taller y el montaje.

El capítulo se organiza como sigue:

- M1. Planos de Taller y Montaje
- M2. Fabricación
- M3. Pintura en Taller
- M4. Montaje

M1. PLANOS DE TALLER Y DE MONTAJE

Se permite que los planos de taller y de montaje sean preparados en etapas. Los planos de taller deben ser preparados con anterioridad a la fabricación y entregar la información completa necesaria para la fabricación de las partes componentes de la estructura, incluyendo la ubicación, tipo y tamaño de las soldaduras y los pernos. Los planos de montaje deben ser preparados con anterioridad al montaje y entregar la información necesaria para el montaje de la estructura. Los planos de taller y montaje deben distinguir claramente entre soldaduras y pernos de taller y terreno y deben identificar claramente las conexiones pretensadas y apernadas de alta resistencia de deslizamiento crítico. Los planos de taller y montaje deben ser hechos con la debida atención a la velocidad y economía en fabricación y el montaje.

M2. FABRICACIÓN

1. Contraflecha, Curvado y Enderezado

Se permite la aplicación local de calor o medios mecánicos para introducir la *contraflecha*, curvatura o enderezado correctos. La temperatura de la áreas calentadas, medida con métodos aprobados, no debe exceder los 593°C (1,100°F) para aceros A514/A514M y A852/A852M ni los 649°C (1,200°F) para otros aceros.

2. Corte térmico

Los bordes de acero *cortados térmicamente* deben cumplir los requisitos de AWS D1.1, Secciones 5.15.1.2, 5.15.4.3 y 5.15.4.4 con la excepción de los bordes libres cortados térmicamente que no sean solicitados por fatiga deben quedar libres de *irregularidades* de fondo curvo mayores a 5 mm y cortes en V profundos y agudos. *Irregularidades* más profundas que 5mm y cortes deben ser eliminados por esmerilado o reparados con soldadura.

Las esquinas entrantes deberán de estar formadas con una transición curva. El radio necesita no exceder el requerido para ajustarse a la conexión. La superficie resultante de dos cortes rectos que se reúnen en un punto no es considerado como curvo. Las esquinas discontinuas son permitidas donde el material de ambos lados en la esquina entrante discontinua sea conectados en una pieza de acoplado para prevenir las deformaciones y las concentraciones de tensiones en dicha esquina.

Nota: Las esquinas entrantes con un radio de 13 a 10 mm se aceptan para trabajar con cargas estaticas. Cuando las piezas necesitan acoplarse firmemente, una esquina entrante discontinua es aceptable si las piezas son conectadas cerca de la esquina en ambos lado de la esquina discontinua. Los agujeros en perfiles tubulares para gussets pueden ser hechos con extremos semicirculares o con esquinas curvas. Los extremos cuadrados son aceptables de forma tal que el borde de la gusset sea soldado al tubo.

Los agujeros de acceso a la soldadura deben cumplir los requisitos geométricos de la Sección J1.6. Los *recortes en los extremos de las vigas* y los agujeros de acceso para la soldadura en las secciones galvanizadas deben ser esmerilados. Para perfiles con un espesor de ala que no excede 50 mm la rugosidad de las superficies cortadas térmicamente de los recortes de las vigas no deben ser mayores que el valor de rugosidad superficial de 2,000 μin (50 μm) como se especifica en ASME B46.1. Para los recortes en los extremos de las vigas y los agujeros de acceso a la soldadura en los cuales la parte curvada del agujero de acceso es cortada térmicamente, en perfiles laminados en caliente ASTM A6/A6M con espesor de ala que excede 50 mm y perfiles soldados con espesor de material mayor a 50 mm, debe aplicarse antes del cortado térmicamente, una temperatura de precalentado no menor a 66°C (150 °F). La superficie cortada térmicamente de los agujeros de acceso en perfiles laminados ASTM A6/A6M con espesor de ala mayor a 50 mm debe ser esmerilada.

Nota: El ejemplo 2 de la AWS Surface Roughness Guide for Oxygen Cutting (AWS C4.1-177) puede ser usado como guía para evaluar la rugosidad superficial de *recortes* en perfiles con alas que no exceden los 50 mm de espesor.

3. Cepillado de los Bordos

No es necesario el cepillado o terminación de las planchas y los perfiles cortados térmicamente, a menos que se mencione específicamente en los documentos de contrato, o se incluya en una preparación de borde estipulada para soldadura.

4. Construcción Soldada

La técnica, la mano de obra, la apariencia y la calidad de las soldaduras, y los métodos usados para corregir los trabajos defectuosos deben concordar con AWS D1.1 excepto lo modificado en la Sección J2.

5. Construcción Apernada

Las partes de miembros apernados deben ser conectados o apernados rígidamente durante el ensamble. El uso de un *pasador* en agujeros de pernos no debe alterar el metal

o agrandar los agujeros. La coincidencia deficiente de agujeros debe ser motivo de rechazo.

Los agujeros para pernos deben cumplir con las disposiciones de RCSC *Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts*, Sección 3.3 excepto que se permitan agujeros para pernos cortados térmicamente con un perfil de rugosidad superficial que no exceda los 1,000 $\mu\text{in.}$ (25 μm) como se define en ASME B46.1. Las irregularidades no deben exceder una profundidad de 2 mm. El corte de pernos mediante agua a presión es también permitido.

Nota: la Guía AWS para la Rugosidad de las Superficies Cortadas por Oxígeno (AWS C4.1-77) muestra 3 puede ser usada como una guía para evaluar la rugosidad en la superficie de agujeros térmicamente cortados.

Las planchas de relleno completamente insertadas, con un espesor total de no más de 6mm dentro de una *unión* son permitidas en *uniones* sin cambiar la resistencia (basado en el tipo de agujero) para el diseño de conexiones. La orientación de dichas *planchas* es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

El uso de pernos de alta resistencia debe cumplir los requisitos de la Especificación RCSC, excepto como se modifica en la Sección J3.

6. Uniones de Compresión

Las *uniones* de compresión que dependan del apoyo de contacto como parte del *empalme* de resistencia deben tener las superficies de contacto formadas por piezas fabricadas independientemente preparadas mediante cepillado, corte a sierra, u otro método apropiado.

7. Tolerancias Dimensionales

Las tolerancias dimensionales deben estar en concordancia con el Capítulo 6 de AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, el que de aquí en adelante se denomina AISC Code of Standard Practice.

8. Terminación de las Bases de Columna

Las bases de las *columnas* y las planchas de base deben ser terminadas de acuerdo con los siguientes requisitos:

- 1) Las planchas de contacto de acero de 50 mm o de menor espesor son permitidas sin cepillado, siempre que se logre a superficie de contacto satisfactoria. Las planchas de contacto de acero mayores de 50 mm pero no sobre 100 mm de espesor se permite que sean enderezadas con prensas o, si no se tienen prensas, mediante cepillado de las superficies de contacto (excepto como se destaca en los subpárrafos 2 y 3 de esta Sección) para obtener una superficie de contacto satisfactoria. Planchas de contacto de acero de sobre 100 mm de espesor deben ser cepilladas en las superficies de contacto, excepto como se destaca en los subpárrafos 2 y 3 de esta Sección.

- 2) La superficie inferior de las planchas de contacto y bases de *columna* en que se usa mortero para asegurar contacto completo en fundaciones no necesitan ser cepilladas.
- 3) Las superficies superiores de planchas de contacto y las bases de *columna* no necesitan ser cepilladas cuando se utilizan uniones con soldadura de penetración completa entre la columna y la placa de contacto.

9. Agujeros para Barras de Anclaje

Los agujeros para las barras de anclaje, de acuerdo con las disposiciones de la Sección M2.2, pueden ser cortados térmicamente

10. Agujeros de Drenaje

Cuando es posible que se produzca acumulación de agua dentro de miembros HSS o cajón, sea durante la construcción o durante el servicio, el miembro debe ser sellado, dándosele un agujero de drenaje en la base, o protegido mediante otros medios apropiados.

11. Requisitos para Miembros Galvanizados

Los miembros o partes galvanizados deben ser diseñados y fabricados para facilitar el flujo y drenaje de los fluidos preservantes, el zinc y para prevenir la acumulación de presión en las partes cerradas.

Nota: Para encontrar información útil sobre el diseño y detallamiento de miembros galvanizados consultar *The Design of Products to be Hot-Dip Galvanized After Fabrication*, American Galvanizer's Association, y ASTM A123, A153, A384 y A780. Ver Sección M2.2 para requisitos para cortes en los extremos de miembros a ser galvanizados.

M3. PINTURA DE TALLER

1. Requisitos Generales

La pintura de taller y la preparación de la superficie deben estar de acuerdo con las disposiciones del Capítulo 6 de *AISC Code of Standard Practice*.

A menos que se especifique en los documentos de contrato, no se requiere pintura de taller.

2. Superficies Inaccesibles

Con excepción de las superficies de contacto, las superficies que queden inaccesibles luego del ensamblaje de taller deben ser limpiadas y pintadas antes del ensamblaje, cuando se exige en las especificaciones de diseño.

3. Superficies de Contacto

Se permite pintura en las *conexiones de contacto*. Para las *conexiones de deslizamiento crítico*, los requisitos de la superficie de contacto deben estar de acuerdo con la Especificación RCSC, Sección 3.2.2(b).

4. Superficies Terminadas

Las superficies terminadas a máquina deben ser protegidas contra la corrosión por una cubierta que inhiba el óxido la que puede ser removida previo al montaje, a menos que sus características hagan innecesaria su remoción previo al montaje.

5. Superficies Adyacentes a Soldaduras en Terreno

A menos que esté especificado en los documentos de proyecto, superficies a menos de 50 mm de cualquier lugar de la soldadura en el terreno deben estar libres de materiales que impidan una soldadura adecuada o que produzcan gases nocivos durante el soldado.

M4. MONTAJE

1. Alineación de las Bases de Columna

Las bases de columna deben estar niveladas y a la altura correcta en contacto completo con el concreto o albañilería tal como se define en el Capítulo 7 de *AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*.

2. Estabilidad y Conexiones

El esqueleto de las edificaciones de marcos de acero debe ser montado y aplomado dentro de los límites definidos en el Capítulo 7 de *AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*. A medida que avanza el montaje, la estructura deberá ser asegurada que soporte las cargas muertas, de montaje y otras que se anticipe que ocurran durante el periodo de montaje. Los arriostramientos temporales deben ser colocados, en concordancia con los requisitos del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, donde sea necesario para soportar las cargas a las cuales pueda estar solicitada la estructura, incluyendo simultáneamente equipos y operación. Dichos arriostramientos deben dejarse colocados tanto tiempo como sea necesario para mantener las condiciones de seguridad.

3. Alineación

No se deben llevar a cabo labores de apernado o soldaduras permanentes hasta que las porciones de la estructura afectadas se encuentren correctamente alineadas.

4. Ajuste de las Uniones de Compresión y Planchas de Base

Se permite la falta de contacto entre las superficies que no excedan una separación de 2 mm, sin importar el tipo de empalme utilizado (*unión soldada de penetración parcial* o apernada). Cuando la separación excede 2 mm, pero es menor a 6 mm, y se dispone de investigación de ingeniería que demuestra que no existe suficiente superficie de contacto, la separación debe llenarse con planchas de acero de relleno de caras paralelas. Estas planchas pueden ser de acero templado, sin importar el grado del material principal.

5. Soldadura en Terreno

Las superficies y en alrededor de las juntas a ser soldadas en terreno deben ser preparadas según sea necesario para asegurar la calidad de la soldadura. Esta preparación

deberá incluir la preparación de la superficie necesaria para corregir los daños o la contaminación que ocurra debido a la fabricación.

6. Pintura de Terreno

La responsabilidad por la pintura de retoque, limpieza y pintura de terreno debe ser asignada de acuerdo con las prácticas locales aceptadas, y ésta debe ser establecida explícitamente en los documentos del proyecto.

CAPÍTULO N

CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

Este capítulo entrega los requisitos mínimos para el *control de calidad*, el *aseguramiento de la calidad*, y *ensayos no destructivos* para sistemas *estructurales de acero* y en elementos de acero de miembros compuestos para edificios y otras estructuras.

Nota: Este capítulo no trata el control de calidad o el aseguramiento de la calidad para barras de concreto reforzado, materiales del concreto ni el vaciamiento del concreto en miembros compuestos. Este capítulo no trata el control de calidad o el aseguramiento de la calidad para la preparación de superficies o cubiertas.

Nota: La inspección de viguetas de acero (de alma abierta) y vigas girder, estanques, estanques a presión, cables, productos de acero formados en frío, o productos de acero calibrados no son tratados en esta Especificación.

El capítulo se organiza como sigue:

- N1. Alcance
- N2. Programa de Control de Calidad del Fabricante y del Responsable del Montaje
- N3. Documentos del Fabricante y del Instalador
- N4. Personal de Inspección y Ensayos No destructivos
- N5. Requisitos Mínimo para Inspección en Edificios de Acero Estructural
- N6. Requisitos Mínimos para Inspección de Construcciones Compuestas
- N7. Fabricantes e Instaladores Aprobados
- N8. Materiales en Disconformidad y Mano de Obra

N1. ALCANCE

El control de calidad (QC) tal como es especificado en este capítulo deberá ser dispuesto por el fabricante y el instalador. El aseguramiento de la calidad (QA) tal como se especifica en este capítulo deberá ser entregado por otros cuando sea requerido por la autoridad competente (AHJ) el código de construcción aplicable (ABC), el comprador, el propietario o ingeniero responsable (EOR). Los ensayos no destructivos (NDT) deberán ser realizados por agencias o firmas responsables del aseguramiento de la calidad, excepto según sea permitido de acuerdo con la Sección N7.

Nota: Los requisitos de QA/QC en el Capítulo N son considerados adecuados y efectivos para la mayoría de las estructuras de acero y son fuertemente aceptados sin modificaciones. Cuando ABC y AHJ requieren el uso de un *plan de aseguramiento de la calidad*, este capítulo delinea los requisitos mínimos considerados efectivos para

entregar resultados satisfactorios en la construcción de edificios de acero. Puede haber casos donde sean recomendables inspecciones adicionales. Adicionalmente, donde el *programa de control de calidad* del mandante ha demostrado la capacidad de desempeñar ciertas tareas este plan ha asignado el aseguramiento de la calidad, puede ser necesario considerar una modificación del plan

Nota: Los productores de materiales manufacturados de acuerdo con las especificaciones estándar referidas en la Sección A3 en esta Especificación, y los fabricantes de planchas de acero colaborantes, no están considerados como fabricantes o instaladores.

N2. PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD DEL FABRICANTE Y DEL INSTALADOR

El fabricante y el instalador deberán establecer y mantener procedimientos de control de la calidad y efectuar inspecciones para asegurar que su trabajo es desarrollado de acuerdo con esta Especificación y los *documentos de construcción*.

Los procedimientos de identificación de los materiales deberán cumplir con los requisitos de la Sección 6.1 de AISC *Code of Standard Practice*, y deberán ser monitoreados por el *inspector de control de calidad (QCI)* del fabricante.

El QCI del fabricante deberá inspeccionar lo siguiente como un mínimo, según sea aplicable:

- (1) Soldado en taller, apernado de alta resistencia, y detalles de acuerdo con la Sección N5
- (2) Cortes en taller y superficies terminadas, de acuerdo con la Sección M2
- (3) Calentado en taller para enderezar, dar contraflecha, y curvatura, de acuerdo con la Sección M2.1
- (4) Las tolerancias para el fabricante en el taller, de acuerdo con la Sección 6 de AISC *Code of Standard Practice*

El QCI del instalador deberá inspeccionar lo siguiente como un mínimo, según sea aplicable:

- (1) Soldado en terreno, apernado de alta resistencia, y detalles de acuerdo con la Sección N5
- (2) Planchas de acero colaborante y ubicación y conexión de pernos de anclaje de acuerdo con la Sección N6
- (3) Superficies cortadas en terreno, de acuerdo con la Sección M2.2
- (4) Calentado en terreno para enderezar, de acuerdo con la Sección M2.1
- (5) Tolerancias para montaje en terreno, de acuerdo con la Sección 7.13 de AISC *Code of Standard Practice*.

N3. DOCUMENTOS DEL FABRICANTE Y DEL INSTALADOR

1. Requerimientos para Construcción en Acero

El fabricante o el instalador deben seguir los siguientes documentos para revisión por el ingeniero responsable (EOR) o el designado por EOR, de acuerdo con la Sección 4 o A4.4 de *AISC Code of Standard Practice*, antes de la fabricación o del montaje, según corresponda:

- (1) Planos de Taller, a menos que los planos de taller hayan sido proporcionados por otros
- (2) Planos de Montaje, a menos que los planos de montaje hayan sido proporcionados por otros

2. Documentos Disponibles para la Construcción en Acero

Los siguientes documentos deben estar disponibles en forma electrónica o impresa para revisión por EOR o a quien EOR designe antes de la fabricación o del montaje, según corresponda, a menos que sea requerido de otra manera en los documentos de los contratos a ser seguidos:

- (1) Para elementos estructurales de acero principales, copias de los reportes de ensayos de acuerdo con la Sección A3.1.
- (2) Para el moldado y forjado de acero, copias de los reportes de ensayos del material de acuerdo con la Sección A3.2.
- (3) Para conectores, copias de las certificaciones del fabricante de acuerdo con la Sección A3.3.
- (4) Para conectores a planchas colaborantes, copias de los datos de catálogos del fabricante. Estos catálogos deben describir el producto, limitaciones de uso, y recomendaciones o instrucciones de instalación típicas.
- (5) Para barras de anclaje y barras hiladas, copias de los reportes de ensayos de materiales de acuerdo con la Sección A3.4.
- (6) Para los consumibles en el soldado, copias de las certificaciones del fabricante de acuerdo con la Sección A3.5.
- (7) Para pernos de anclaje, copias de los certificados del fabricante de acuerdo con la Sección A3.6.
- (8) Los catálogos del fabricante para metales de relleno en soldaduras y fundente a ser empleados. Los catálogos deben de describir el producto, limitaciones de uso, recomendaciones para parámetros típicos de soldado, y requisitos de almacenaje y de exposición, incluyendo el ser calentado, si es que este aplica.
- (9) Especificaciones sobre procedimientos de soldado (WPSs)
- (10) Registros de Calificación de Procedimientos (PQRs) de acuerdo con la WPSs que son no precalificados de acuerdo con AWS D1.1/D1.1M o AWS D1.3/D1.3M, según sea aplicable.
- (11) Registros de calificación de desempeño en soldaduras por el personal (WPQR) y registros de continuidad.

- (12) Manual de control de calidad escrito del fabricante o del instalador según sea aplicable, teniendo como mínimo:
 - (i) Procedimientos de control de materiales
 - (ii) Procedimientos de inspección
 - (iii) Procedimientos de no conformidad
- (13) Calificación del Inspector QC del fabricante o del instalador según sea aplicable.

N4. PERSONAL DE INSPECCIÓN Y ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

1. Calificación del Inspector de Control de Calidad

El personal de inspección de soldaduras del *control de calidad* (QC) deberá ser calificado de forma que satisfaga el programa QC del fabricante o del instalador. Según sea aplicable, y de acuerdo con alguno de los siguientes puntos:

- (a) Inspectores de soldaduras asociados (AWI) o mayor según se define en AWS B5.1, *Standard for the Qualification of Welding Inspectors*, o
- (b) Calificación bajo las disposiciones de AWS D1.1/D1.1M sub-cláusula 6.1.4

El personal de inspección QC de apernado deberá ser calificado en la base de entrenamiento documentado y experiencia en la inspección del apernado estructural.

2. Calificación del Inspector de Aseguramiento de Calidad

El personal de inspección de soldaduras del *aseguramiento de la calidad* (QC) deberá ser calificado de forma que satisfaga las practicas escritas QA de la agencia, y de acuerdo con alguno de los siguientes puntos:

- (a) Inspectores de soldado (W1s) o inspectores de soldado veteranos (SW1s), según se define en AWS B5.1, *Standard for Qualification of Welding Inspectors*, excepto que inspectores de soldado asociados (AWIs) son permitidos de ser empleados bajo la directa supervisión de W1s, quien está en el local y disponible cuando la inspección de la soldadura esta siendo realizada, o
- (b) Calificación bajo las disposiciones de AWS D1.1/D1.1M subcláusula 6.1.4.

3. Calificación del Personal NDT

El personal de ensayos no destructivos, para NDT distintos que los visuales, deberán ser calificados de acuerdo con las practicas escritas de sus empleadores, las que deben reunir o exceder el criterio de AWS D1.1/D1.1M *Structural Welding Code – Steel* clausula 6.14.6, y:

- (a) American Society for Nondestructive Testing (ASNT) SNT-TC-1a, *Recommended Practice for the Qualification and Certification of Nondestructive Testing Personnel*, o
- (b) ASNT CP – 189, *Standard for the qualification and Certification of Nondestructive Testing Personnel*.

N5. REQUISITOS MINIMOS PARA LA INSPECCION EN EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL

1. Control de Calidad

Las tareas de inspección de QC deben ser efectuadas por el inspector de control de calidad (QCI) del fabricante o del instalador según corresponda, de acuerdo con las secciones N5.4, N5.6 y N5.7.

Las tareas enumeradas entre la Tablas N5.4-1 y N5.4-3 y la Tabla N5.6-1 a Tabla N5.6-3 para QC son aquellas inspecciones efectuadas por el QCI para asegurar que el trabajo es realizado de acuerdo con los documentos de construcción.

Para una inspección QC, los documentos de construcción aplicables son los *planos de taller* y los *planos de montaje* así como las respectivas *especificaciones*, códigos y estándares referidos.

Nota: El QCI no necesita referirse a los planos de diseño y a las especificaciones de proyecto. En AISC Code of Standard Practice, Sección 4.2(a), se requiere el traspaso de información de los Documentos de Contrato (planos de diseño y especificación de proyecto), a planos de taller y de montaje precisos y completos, permitiendo que la inspección QC sea basada únicamente en los planos de taller y de montaje.

2. Aseguramiento de la Calidad

La inspección de *aseguramiento de la calidad* (QA) de partes fabricadas debe ser realizada en la planta del fabricante. El inspector de aseguramiento de la calidad (QAI) debe fijar el horario de este trabajo con tal de minimizar las interrupciones al trabajo del fabricante.

La inspección QA de sistemas de acero ya instalados debe ser realizada en el sitio del proyecto. Se deben planificar los horarios con tal de que las QAI minimicen las interrupciones en el trabajo del instalador.

El QAI debe revisar los reportes de los ensayos de los materiales y las certificaciones según se enumera en N3.2 con tal que sean conformes con los *documentos constructivos*.

Las tareas de inspección QA deben ser desarrolladas por el QAI, de acuerdo con las Secciones N5.4, N5.6 y N5.7.

Las tareas enumeradas entre la Tablas N5.4-1 y N5.4-3 y la Tabla N5.6-1 a Tabla N5.6-3 para QA son aquellas inspecciones efectuadas por el QAI para asegurar que el trabajo es realizado de acuerdo con los documentos constructivos.

Adicionalmente al cumplimiento de dichos reportes por el AHJ, EOR o el propietario, la agencia de QA debe entregar al fabricante y al instalador:

- (1) Reportes de inspecciones
- (2) Reportes de ensayos no destructivos

3. Inspecciones Coordinadas

Cuando se encuentra que una tarea es efectuada tanto por el QC y QA, es permitido el coordinar las inspecciones entre el QCI y QAI, de forma tal que las funciones de inspecciones sean realizadas por solo un grupo. Donde QA depende de las inspecciones realizadas por QC, la aprobación del ingeniero a cargo y la autoridad que tenga jurisdicción es necesaria.

4. Inspección de Soldaduras

La observación de las operaciones de soldado y la inspección visual de soldaduras en proceso o completas debe ser el método primario para confirmar que los materiales, procedimientos, y trabajos realizados sean conformes con los documentos constructivos. Para acero estructural, la totalidad de las disposiciones de AWS D1.1/D1.1M *Structural Welding Code – Steel for statically loaded* deben ser cumplidas.

Nota: La Sección J2 de esta Especificación contiene excepciones relativas a AWS D1.1/D1.1M.

Como mínimo, las inspecciones a las soldaduras deben ser realizadas de acuerdo con las Tablas N5.4-1, N5.4-2 y N5.4-3. En estas tablas, las tareas a realizar son las que siguen:

- O – Observar estas partidas de forma aleatoria. Las operaciones no deben ser retrasadas en espera de estas inspecciones.
- P – Desarrollar estas tareas para cada junta soldadas o miembro.

TABLA N5.4-1 Tareas de Inspección Previas al Soldado		
Tareas de Inspección Anteriores al Soldado	QC	QA
Especificaciones de procedimientos de soldado (WPSs) disponibles	P	P
Certificaciones de fundibles de soldaduras del fabricante disponibles	P	P
Identificación del Material	O	O
Sistema de identificación del soldador ¹	O	O
Soldaduras de ajuste de ranura (incluyendo la geometría de la junta) <ul style="list-style-type: none"> • Preparación de la junta • Dimensiones (alineamiento, raíz de abertura, raíz de la cara, bisel) • Limpieza (condición de la superficie de acero) • Punteado (calidad de las soldaduras de punto y su ubicación) • Tipo de respaldo y su ajuste (si se aplica) 	O	O
Configuración y terminación de los agujeros de acceso	O	O
Soldaduras de ajuste de filete <ul style="list-style-type: none"> • Dimensiones (alineamiento, excentricidades en la raíz) • Limpieza (condición de la superficie de acero) • Punteado (calidad de las soldaduras de punto y su ubicación) 	O	O
Verificación del equipo de soldadura	O	-
¹ El fabricante o instalador, de ser aplicable, debe mantener un sistema con el cual un soldador que ha soldado una junta o miembro pueda ser identificado. Si se usan sellos, deben ser de un tipo con bajas tensiones		

TABLA N5.4-2		
Tareas de Inspección durante el Soldado		
Tareas de Inspección durante el Soldado	QC	QA
(1) Uso de soldadores calificados	O	O
(2) Control y manipulación de los materiales de la soldadura - Embalaje - Control de la exposición	O	O
(3) No se ha de soldar sobre soldaduras de punto con grietas	O	O
(4) Condiciones ambientales - Velocidad del viento dentro de los límites - Precipitaciones y temperatura	O	O
(5) Cumplimiento de las Especificaciones de procedimientos de soldado (WPS) - Ajuste del equipo de soldado - Velocidad de desplazamiento - Seleccionado de los materiales de soldado - Tipo de gas de revestimiento/tasa de flujo - Aplicación de precalentado - Mantenición de la temperatura de traspaso (min/máx.) - Correcto posicionado (F, V, H, OH)	O	O
(6) Técnicas de soldado - Limpieza de traspaso y limpieza final - Cada pasada dentro de las limitaciones de perfil - Cada pasada cumpla los requisitos de calidad	O	O

TABLA N5.4-3		
Tareas de Inspección después del Soldado		
Tareas de Inspección después del Soldado	QC	QA
Limpieza de las soldaduras	O	O
Tamaño, longitud, y localización de las soldaduras	P	P
Las soldaduras deben cumplir los criterios de aceptación visual - Prohibición de grietas - Metal/base-Metal/fusionado - Sección transversal en crater - Perfiles de la soldadura - Tamaño de la soldadura - Socavación - Porosidad	P	P
Formado del arco	P	P
area k ¹	P	P
Respaldo retirado y apoyos de soldado retirados (si es requerido)	P	P
Actividades de reparación	P	P
Documentos de aceptación o de rechazo de la junta o del miembro soldado	P	P
¹ Cuando se sueldan planchas dobles, planchas continuas, o los atiesadores han sido desarrollados en el area k, inspección visual del alma del área k por grietas 75 mm dentro de la soldadura.		

5. Ensayos No-destructivos de Juntas Soldadas

5a. Procedimientos

Ensayos ultrasónicos (UT), ensayos de partícula magnética (MT), ensayos penetrantes (PT) y ensayos radiográficos (RT), cuando sean requeridos, deben ser realizados por QA de acuerdo con AWS D1.1/D1.1M. El criterio de aceptación debe ser AWS D1.1/D1.1M para estructuras *estáticamente cargadas*, a menos que sea establecido de otra forma en los *planos de diseño* o en las *especificaciones* de proyecto.

5b. NDT para Soldaduras de Ranura CJP

Para estructuras con una Categoría de Riesgo III o IV de la Tabla 1-1, de Categoría de Riesgo en Edificios y en Otras Estructuras por Inundaciones, Viento, Nieve, Terremotos, y Cargas de Hielo, de SEI/ASCE 7, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, UT deben ser realizados por QA en todas las soldaduras de ranura CJP sujetas a cargas de tracción aplicadas transversalmente en juntas de tope, en T y de esquina, en materiales con espesores iguales o mayores a 8 mm. Para estructuras con una Categoría de Riesgo II, UT debe ser realizado por QA en un 10% de las soldaduras de ranura CJP en juntas de tope, en T y de esquina sujetas a cargas de tracción aplicadas transversalmente en materiales de espesor igual o mayores a 8 mm.

Nota: Para estructuras con una Categoría de Riesgo I, NDT de soldaduras de ranura CJP no es necesario. Para todas las estructuras en cualquier Categoría de Riesgo, NDT de soldaduras de ranura CJP es materiales de espesores menores a 8 mm no es requerido.

5c. NDT en Perforaciones de Acceso

Las superficies *cortadas térmicamente* de las perforaciones de acceso deben ser ensayadas por QA usando MT or PT, cuando el espesor del ala exceda de 50 mm para perfiles laminados, o cuando el esesor del alma es mayor a 50 mm para perfiles armados. Cualquier grieta ha de ser considerada inaceptable no importando su tamaño o ubicación.

Nota: Ver Sección M2.2.

5d. Juntas Soldadas Sujetas a Fatiga

Cuando sea requerido por el Apéndice 3, Tabla A-3.1, las juntas soldadas requieren que las imperfecciones sean establecidas mediante inspección radiográfica o ultrasónica las que deberán ser ensayadas por QA según se prescribe. Se prohíbe la reducción de la tasa de UT.

5e. Reducción en la Tasa de Ensayos Ultrasónicos

Se permite la reducción de la tasa de UT si ésta es aprobada por EOR y por AHJ. Donde la tasa inicial para UT es de 100%, la tasa de NDT para un soldador individual o operador de soldado es permitido que sea reducida a un 25%, con tal de que la tasa de rechazo,

que corresponde al número de soldaduras que contengan defectos inaceptables dividido por el número de soldaduras completas, sea demostrado que es de 5% o menor de las soldaduras ensayadas por el soldador o el operario de soldado. Una muestra de al menos 40 soldaduras completas por trabajo debe ser realizada para obtener dicha reducción de las evaluaciones. Para evaluar la tasa de rechazo de soldaduras continuas sobre 1 m de longitud donde la garganta efectiva es de 25 mm o menor, cada incremento de 300 mm o fracción debe ser considerado como una soldadura. Para evaluar la tasa de rechazo para soldadura sobre 1 m de longitud donde la garganta efectiva sea mayor a 25 mm, cada 150 mm de longitud o fracción deberá ser considerado como una soldadura.

5f. Aumento en la Tasa de Ensayos Ultrasónicos

Para estructuras con una Categorías de Ocupación II, donde la tasa inicial de UT es de un 10%, la tasa de NDT para un soldador individual u operador de soldado deberá ser aumentada a un 100% debiendo la tasa de rechazo, que es el número de soldaduras que contienen defectos inaceptables dividido por el número de soldaduras completadas, exceder un 5% de las soldaduras ensayadas por el soldador o el operario de soldado. Una muestra de al menos 20 soldaduras completas por trabajo deberá ser realizada antes de implementar dicho incremento. Cuando la tasa de rechazo del soldador o del operador de soldado, después de un muestreo de al menos 40 soldaduras completas, ha caído a un 5 % o menos, la tasa de UT deberá volver a un 10%. Para evaluar la tasa de rechazo de soldaduras continuas con longitudes mayores a 1 m, donde la garganta efectiva es de 25 mm o menos, cada incremento de 300 mm o fracción deberá ser considerado como una soldadura. Para evaluar la tasa de rechazo de soldaduras continuas sobre 1m, con una garganta efectiva mayor a 25 mm, cada 150 mm de o fracción deberá ser considerado como una soldadura.

5g. Documentación

Todos los NDT realizados deberán ser documentados. Para la fabricación en el taller, el reporte de NDT deberá identificar las soldaduras ensayadas por una pieza de marcaje y su ubicación en la pieza. Para soldaduras en terreno, el reporte de NDT deberá identificar la soldadura ensayada por su ubicación en la estructura, pieza de marcaje y la localización de la pieza.

Cuando una soldadura es rechazada de acuerdo con un NDT, el registro del NDT deberá indicar la ubicación del defecto y la causa del rechazo.

6. Inspección de Pernos de Alta Resistencia

La observación de las operaciones de apertado deben ser el método primero usado para confirmar que los materiales, procedimientos y trabajos incorporados en la construcción estén en conformidad con los documentos constructivos y con las disposiciones de RCSC *Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*.

- (1) Para pernos de apriete ajustado, la verificación antes de la instalación según se especifica en la Tabla N5.6-1 y el monitoreo de los procedimientos de instalación según se especifica en la Tabla N56-2 no son aplicables. QCI y QAI no necesitan estar presentes durante la instalación de los conectores en juntas de pernos apertados.

- (2) para juntas pretensionadas y de deslizamiento crítico, cuando el instalador emplea el método de giro de la tuerca con técnicas de marcaje, el método del indicador de tracción directa, o el método de giro de tracción controlado, el monitoreo de las disposiciones deberá ser realizado según se especifica en la Tabla N5.6-2. QCI y QAI no necesitan estar presentes durante la instalación de los conectores cuando estos métodos sean empleados por el instalador.
- (3) Para juntas pretensionadas y de deslizamiento crítico, cuando el instalador emplea el método de la llave calibrada o el método de giro de la tuerca sin marcaje, le monitoreo de las disposiciones deberá ser de acuerdo con lo especificado en la Tabla N5.6-2. QCI y QAI deberán ser realizados en las inspecciones asignadas según corresponda durante la instalación de los conectores cuando estos métodos sean usados por el instalador.

Como mínimo, la inspección de las tareas de los pernos deberá estar en concordancia con las Tablas N5.6-1, N5.6-2 y N5.6-3. En estas Tablas, las tareas de inspección son las que siguen:

- O – Observar estas partidas de forma aleatoria. Las operaciones no deben ser retrasadas en espera de estas inspecciones.
- P – Desarrollar estas tareas para cada junta apernada.

TABLA N5.6-1 Tareas de Inspección Previas al Apernado		
Tareas de Inspección anteriores al Apernado	QC	QA
Certificados del productor disponibles para los materiales de los conectores	O	P
Conectores marcados de acuerdo con los requisitos ASTM	O	O
Conectores seleccionados apropiadamente para el detalle de la junta (grado, tipo, longitud del perno si el hilado ha de ser excluido del plano de corte)	O	O
Procedimientos de apernado adecuados seleccionados para el detalle de la junta	O	O
Elementos conectores, incluyendo una condición de la superficie de apriete adecuada y la preparación de agujeros, si es especificado, cumplan los requisitos aplicables	O	O
Ensayo de verificación anterior a la instalación mediante la instalación personal observada y documentada para ensamblaje de conectores y los métodos usados	P	O
Disponer de un almacenaje adecuado para los pernos, tuercas, golillas y otros componentes de los conectores	O	O

TABLA N5.6-2 Tareas de Inspección durante el Apernado		
Tareas de Inspección durante el Apernado	QC	QA
Ensamblaje de los conectores en un estado apropiado, ubicación en todos los agujeros y las golillas (si son requeridas) son posicionadas según requisitos	O	O
Junta llevada a la condición de apriete fuerte antes de la operación de pretensionado	O	O
Los componentes de los conectores no son girados por la llave previniendo la rotación	O	O
Los conectores son pretensionados de acuerdo con la Especificación RCSC, avanzando sistemáticamente desde el punto más rígido hacia los bordes libres	O	O

TABLA N5.6-3
Tareas de Inspección después del Apernado

Tareas de Inspección después del Apernado	QC	QA
Documentos de aceptación o de rechazo de las conexiones apernadas	P	P

7. Otras Tareas de Inspección

El QCI del fabricante debe inspeccionar el acero fabricado para verificar la conformidad con los detalles mostrados en los planos de taller, tales como la aplicación adecuada de los detalles de juntas de cada conexión. El QCI del instalador deberá inspeccionar el marco de acero montado para verificar la conformidad con los detalles mostrados en los planos de montaje, tales como riostras, atiesadores, ubicación de los miembros y aplicación adecuada de los detalles de las juntas de cada conexión.

El QAI debiera estar en el recinto para realizar la inspección durante la ubicación de las barras de anclaje y otros soportantes embebidos de acero estructural para conformidad con los documentos constructivos. Como mínimo, el diámetro, grado, tipo y longitud de la barra de anclaje o elemento embebido, y la extensión o profundidad de embebido en el concreto, debe ser verificado antes del vaciado del concreto.

El QAI debe inspeccionar el acero fabricado o el marco de acero instalado, según sea apropiado, para verificar la conformidad con los detalles mostrados en los documentos constructivos, tales como riostras, atiesadores, ubicación de los miembros y aplicación correcta de los detalles de juntas de cada conexión.

N6. REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA INSPECCIÓN EN CONSTRUCCIONES COMPUESTAS

La inspección de acero estructural y planchas de cubierta empleadas en construcciones compuestas debe cumplir con los requisitos de este Capítulo.

Para el soldado de pernos de anclaje de acero, las disposiciones de AWS D1.1/D1.1M Código Estructural de Acero-Aplicaciones en Acero.

Para el soldado de planchas de cubierta, la observación de las operaciones de soldado y la inspección visual de soldaduras en proceso y ya terminadas debe ser el método primero para confirmar que los materiales, procedimientos, y trabajos realizados están en conformidad con los documentos constructivos. Todas las disposiciones aplicables de AWS D1.3D1.3M *Structural Welding Code-Sheet Steel* deben ser aplicadas. La inspección de las soldaduras en la cubierta debe incluir la verificación de que los materiales de la soldadura, los procedimientos especificados de soldado y la calificación del personal de soldado antes del comienzo de los trabajos, observaciones del progreso del trabajo, y una inspección visual de todas las soldaduras completadas. Para la plancha de cubierta de acero sujetas por sistemas de conectores diferentes de las soldaduras, la inspección debe de incluir la verificación de los conectores a ser usados antes del comienzo de los trabajos, las observaciones del trabajo en progreso con tal de confirmar la instalación en conformidad con las recomendaciones del productor, y una inspección visual de la instalación completa.

Para aquellas partidas del *control de calidad* (QC) en la Tabla N6-1 que contengan una designación de Observación, la inspección QC debe ser realizada por el inspector de control de calidad (QCI) del montaje. En la Tabla N6-1, las tareas de inspección son las siguientes:

- O – Observar estas partidas de forma aleatoria. Las operaciones no deben ser retrasadas en espera de estas inspecciones.
- P – Desarrollar estas tareas para cada elemento de acero.

TABLA N6.1		
Inspección de los Elementos de Acero de Construcciones Compuestas Antes del Vaciado del Concreto		
Inspección de los Elementos de Acero de Construcciones Compuestas Antes del Vaciado del Concreto	QC	QA
Ubicación e instalación de los cubierta de acero	P	P
Ubicación e instalación de los conectores de corte	P	P
Documentos de aceptación o de rechazo de los elementos de acero	P	P

N7. FABRICANTES E INSTALADORES APROBADOS

Las inspecciones de aseguramiento de la calidad (QA), excepto los ensayos no destructivos (NDT), pueden ser evitadas cuando el trabajo es realizado en un taller de fabricación o por un instalador aprobado por la autoridad competente (AHJ) para realizar el trabajo sin QA. El NDT de soldaduras completadas en un taller de fabricación aprobado pueden ser realizadas por el fabricante cuando se cuenta con la aprobación de AHL. Cuando el fabricante realiza los NDT, la agencia de QA debe revisar los reportes de NDT del fabricante.

Al completarse la fabricación, el fabricante aprobado debe presentar un certificado de conformidad a AHJ que señale que los materiales entregados y el trabajo realizado por el fabricante están de acuerdo con los documentos constructivos. Al completarse la instalación, el instalador aprobado deberá presentar un certificado de cumplimiento a AHJ señalando que los materiales entregados y el trabajo realizado por el instalador estén de acuerdo con los documentos constructivos.

N8. MATERIALES Y TRABAJOS NO CONFORMES

La identificación y el rechazo de materiales o trabajos que no están en concordancia con los documentos constructivos debe ser permitido en cualquier tiempo durante el progreso de la obra. Sin embargo, esta disposición no libera al propietario o al inspector de la obligación de realizar inspecciones breves, en secuencia. El material y trabajo no conforme deben ser inmediatamente alertados al fabricante o al instalador, según corresponda.

Materiales o trabajos no conformes deben ser llevados a conformidad, o hacerlos apropiados para el propósito propuesto que determina el ingeniero a cargo.

Simultáneamente con el cumplimiento de dichos reportes con el AHJ, EOR o el propietario, la agencia de QA debe presentar al fabricante y al instalador:

- (1) Reportes de no conformidad
- (2) Reportes de reparación, reubicación, o de aceptación de las partidas o conformes.

ANEXO 1

DISEÑO POR ANÁLISIS INELÁSTICO

Este anexo trata el diseño por *análisis inelástico*, en el que se permiten consideraciones relativas a redistribuciones de fuerzas y momentos en miembros y conexiones como resultado de fluencias localizadas.

El anexo se organiza como sigue:

- 1.1. Requerimientos Generales
- 1.2. Requerimientos de ductilidad
- 1.3. Requerimientos de Análisis

1.1. REQUERIMIENTOS GENERALES

El diseño por *análisis inelástico* debe ser realizado de acuerdo con la Sección B3.3, *diseño por factores de carga y de resistencia* (LRFD). La resistencia del sistema estructural y de sus miembros y conexiones debe ser igual o exceder la resistencia requerida, la que es determinada mediante el análisis inelástico. Las disposiciones de este Anexo no se aplican al diseño sísmico

El análisis inelástico debe tomar en cuenta: (1) deformaciones de flexión, corte y axial en los miembros, y todas las demás componentes y deformaciones en las conexiones que contribuyan al desplazamiento de la estructura; (2) *efectos de segundo orden* (incluyendo los efectos P- Δ y P- δ); (3) imperfecciones geométricas; (4) reducciones en la rigidez debido a la inelasticidad, incluyendo el efecto de las *tensiones* residuales y fluencia parcial de la sección transversal, y (5) incertezas en la resistencia y rigidez del sistema, sus miembros y conexiones.

Los *estados límites de resistencia* detectados por un análisis inelástico que incorpore todos los requerimientos nombrados arriba no están sujetos a las disposiciones correspondientes de la Especificación cuando un nivel elevado o comparable de confiabilidad es proporcionado por dicho análisis. Los estados límites de resistencia no detectados por el análisis inelástico deben ser evaluados empleando las disposiciones correspondientes de los Capítulos D, E, F, G, H, I, J y K.

Las conexiones no deben reunir los requerimientos de la Sección B3.6.

Los miembros y conexiones sujetos a deformaciones inelásticas deben de presentar una ductilidad adecuada que sea consistente con el comportamiento esperado del sistema estructural. La redistribución de fuerzas debido a la ruptura de un miembro o una conexión no es permitida.

Cualquier método que emplee un análisis inelástico para dimensionar los miembros y conexiones que satisfaga estos requerimientos generales es permitido. Un método de diseño basado en un análisis inelástico que reúna los requerimientos de resistencia enun-

ciados arriba, los requerimientos de ductilidad de la Sección 1.2 y los requerimientos de análisis de la Sección 1.3 satisface estos requerimientos generales.

1.2. REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

Los miembros y conexiones con elementos sujetos a fluencia deben ser dimensionados de tal forma que toda demanda de deformación inelástica sea menor o igual a su capacidad de deformación inelástica, en vez de asegurar explícitamente que las demandas de deformación inelástica son menores o iguales que su capacidad de deformación inelástica, los siguientes requerimientos deben ser satisfechos por los miembros de acero sujetos a rotulas plásticas:

1. Material

La *tensión de fluencia mínima especificada*, F_y , de los miembros que forman rotulas plásticas, no debe exceder 4.574 kgf/cm² (450MPa).

2. Sección Transversal

La sección transversal de los miembros en donde se ubiquen las rotulas plásticas deben ser de doble simetría con razones ancho-espesor en sus elementos comprimidos sin exceder λ_{pd} , donde λ_{pd} es igual a λ_p definido en la Tabla B4.1b excepto como se modifica a continuación:

Las alas y almas de miembros sujetos a rotulación plástica bajo la acción compuesta de flexión y compresión axial deben ser secciones compactas con razones ancho-espesor menores o iguales al límite λ_p definido en la Tabla B4.1 o como se modifica a continuación:

(a) Para las razones ancho-espesor (h/t_w) del alma de secciones doble T, HSS rectangulares y secciones de cajón sujetas a flexión y compresión combinadas:

(i) Para $P_u/\Phi_c P_y \leq 0,125$

$$\lambda_{pd} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\Phi_c P_y} \right) \quad (\text{A-1-1})$$

(ii) Para $P_u/\Phi_c P_y > 0,125$

$$\lambda_{pd} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\Phi_c P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A-1-2})$$

donde

h = como se define en la Sección B4.1, cm (mm)

t_w = espesor del alma, cm. (mm)

P_u = resistencia axial en compresión requerida, kgf (N)

$P_y = F_y A_g =$ resistencia de fluencia axial, kgf (N)

$\Phi_c =$ factor de resistencia para compresión = 0,90

- (b) Para las razones ancho-espesor (b/t) de las alas de secciones cajón rectangulares y tubulares, *planchas de refuerzo* en las alas, y *planchas de diafragma* entre líneas de *conectores* o soldaduras

$$\lambda_{pd} = 0,94 \sqrt{E/F_y} \quad (\text{A-1-3})$$

donde

$b =$ como se define en la Sección B4.1, cm. (mm)

$t =$ como se define en la Sección B4.1, cm (mm)

- (c) Para las razones diámetro-espesor (D/t) de tubos circulares en flexión

$$\lambda_{pd} = 0,045 E/F_y \quad (\text{A-1-4})$$

donde

$D =$ diámetro exterior del miembro HSS redondo, cm. (mm)

3. Longitud No Arriostrada

En segmentos de miembros prismáticos que contienen rotulas plásticas, la *longitud no arriostrada* lateral, L_b , no debe exceder L_{pd} , determinado como sigue. Para miembros sujetos a solo a flexión, o a flexión y tracción axial, L_b debe ser tomada como la longitud entre puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida, o entre los puntos arriostrados para prevenir el giro de la sección transversal. Para miembros sujetos a flexión y compresión axial, L_b debe tomarse como la longitud entre los puntos arriostrados contra los desplazamientos laterales en la dirección del eje débil y el giro de la sección transversal.

- (a) Para miembros doble T con simetría doble flectada sobre su eje fuerte:

$$L_{pd} = \left[0.12 - 0.076 \frac{M_1'}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A-1-5})$$

Donde:

$r_y =$ radio de giro en torno al eje menor, cm (mm)

- (i) Cuando la magnitud del momento flector en cualquier ubicación dentro de la longitud no arriostrada excede M_2

$$M_1'/M_2 = +1 \quad (\text{A-1-6a})$$

En cambio

(ii) Cuando $M_{mid} \leq (M_1 + M_2)/2$

$$M'_1 = M_1 \quad (\text{A-1-6b})$$

(iii) Cuando $M_{mid} \geq (M_1 + M_2)/2$

$$M'_1 = 2M_{mid} - M_2 < M_2 \quad (\text{A-1-6c})$$

donde

M_1 = menor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, kgf-m (N-mm)

M_2 = mayor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, kgf-m (N-mm). M_2 debe de ser tomado como positivo en todos los casos.

M_{mid} = momento en la mitad de la longitud no arriostrada, kgf-m (N-mm).

M'_1 = momento efectivo en el extremo opuesto de M_2 , kgf-m (N-mm).

Los momentos M_1 y M_2 son individualmente tomados como positivos cuando causan compresión en la misma ala así como lo contrario es para el momento M_2 y negativos.

(b) Para barras rectangulares sólidas y vigas cajón simétricas, flexionados en su eje fuerte:

$$L_{pd} = \left[0.17 - 0.10 \frac{M'_1}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A-1-7})$$

Para todos los tipos de miembros sujetos a compresión axial y que contengan rotulas plásticas, las longitudes no arriostradas sobre los ejes fuerte y débil de la sección transversal no debe exceder $4,71r_x\sqrt{E/F_y}$ y $4,71r_y\sqrt{E/F_y}$, respectivamente.

No hay límite para L_b en segmentos de miembros que contengan rótulas plásticas en los siguientes casos:

- (1) Miembros con sección transversal circular o cuadrada sujetos solo a flexión o a la combinación de flexión y tracción
- (2) Miembros solicitados solo a flexión sobre su eje débil o a la combinación de tracción y flexión sobre su eje débil.
- (3) Miembros solicitados solo a tracción

4. Fuerza Axial

Para asegurar una adecuada ductilidad en miembros en compresión con rótulas plásticas, la resistencia de diseño en compresión no debe exceder de $0,75F_yA_g$.

1.3. REQUERIMIENTOS DE ANALISIS

El análisis estructural debe satisfacer los requisitos generales de la Sección 1.1. éstos requerimientos son permitidos para ser satisfechos mediante un análisis inelástico de segundo orden que reúna los requerimientos de esta Sección.

Excepción:

Para vigas continuas no solicitadas a compresión axial, un análisis de primer orden o análisis plástico es permitido y se renuncia a las Secciones 1.3.2 y 1.3.3.

Nota: Ver el Comentario para guía en conducir un análisis plástico tradicional en concordancia con estas disposiciones.

1. Propiedades de los Materiales y Criterio de Fluencia

La tensión de fluencia mínima especificada, F_y , y la rigidez de todos los miembros y conexiones de acero deberán ser reducidos por un factor de 0,90 para el análisis, con la excepción notada abajo en la Sección 1.3.3.

La influencia de la fuerza axial, momento de flexión en el eje fuerte, y momento de flexión en el eje débil deben ser incluidos en la determinación de la respuesta inelástica.

La resistencia plástica de la sección transversal debe ser representada en el análisis ya sea por un criterio de fluencia elástico-perfectamente-plástico expresado en términos de fuerza axial, momentos de flexión en el eje mayor, y momentos de flexión en el eje débil, o mediante un modelo explícito de la respuesta tensión-deformación del material como elástica-perfectamente plástica.

2. Imperfecciones Geométricas

El análisis debe incluir los efectos de las imperfecciones geométricas iniciales. Esto debe ser realizado mediante un modelado explícito de las imperfecciones tal como se especifica en la Sección C2.2a o mediante la aplicación de las cargas ficticias que se especifican en la Sección C2.3.

Si se emplean las disposiciones de la Sección C2.3, entonces

- (1) El factor de reducción de la rigidez 0,90 especificado en la Sección 1.3.1 debe ser reemplazado por la reducción del módulo elástico E por 0,8 tal como se especifica en la Sección C2.3, y
- (2) El criterio de fluencia elástico-perfectamente-plástico, expresado en términos de la fuerza axial, momento de flexión en el eje mayor y en el eje menor, debe satisfacer los límites de resistencia de la sección transversal definido por las ecuaciones H1-1a y H1-1b empleando $P_c = 0,9P_y$, $M_{cx} = 0,9M_p$ y $M_{cy} = 0,9M_{py}$.

ANEXO 2

DISEÑO PARA EMPOZAMIENTO

Este anexo entrega métodos para determinar si un sistema de techo posee suficiente resistencia y rigidez como para resistir empozamiento.

El anexo se organiza como sigue:

- 2.1. Diseño Simplificado para Empozamiento
- 2.2. Diseño Mejorado para Empozamiento

2.1. DISEÑO SIMPLIFICADO PARA EMPOZAMIENTO

El sistema de techo debe ser considerado estable para empozamiento y no es necesaria mayor investigación si se cumplen las siguientes dos condiciones:

$$C_p + 0.9C_s \leq 0,25 \quad (\text{A-2-1})$$

$$I_d \geq 25(S^4)10^{-6} \quad (\text{A-2-2})$$

$$(\text{S.I.: } I_d \geq 3\,940\,S^4) \quad (\text{A-2-2M})$$

donde:

$$C_p = \frac{32L_s L_p^4}{10^7 I_p} \quad (\text{A-2-3})$$

$$C_p = \frac{504L_s L_p^4}{I_p} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-2-3M})$$

$$C_s = \frac{32S L_s^4}{10^7 I_s} \quad (\text{A-2-4})$$

$$C_s = \frac{504S L_s^4}{I_s} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-2-4M})$$

I_d = Momento de inercia de la cubierta de acero apoyada en miembros secundarios, cm.⁴ por m (mm⁴ por m)

I_p = Momento de inercia de los miembros primarios, cm.⁴ (mm⁴)

I_s = Momento de inercia de los miembros secundarios, cm.⁴ (mm⁴)

L_p = espaciamiento entre *columnas* en dirección de la viga (largo de los miembros primarios), m (mm)

L_s = espaciamiento entre columnas perpendicular a la dirección de la viga (largo de los miembros secundarios), m (mm)

S = Espaciamiento de miembros secundarios, m (mm)

Para enrejados y viguetas de acero, el cálculo del momentos de inercia I_p e I_s debe incluir los efectos por deformación del alma del miembro cuando se empleen las ecuación anterior.

Nota: Cuando el momento de inercia es calculado usando solo las áreas de los enrejados o del cordón de viguetas, la reducción en el momento de inercia debido a la deformación del alma puede ser tomada típicamente como un 15%.

Una cubierta de acero debe ser considerada un miembro secundario cuando es soportado directamente por los miembros primarios.

2.2. DISEÑO MEJORADO PARA EMPOZAMIENTO

Se permite usar las disposiciones dadas más abajo cuando se necesite una evaluación más exacta de la rigidez del marco que la dada por las Ecuaciones A-2-1 y A-2-2.

Definiendo los índices de tensiones

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o} \right)_p \quad \text{para los miembros primarios} \quad (\text{A-2-5})$$

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o} \right)_s \quad \text{para los miembros secundarios} \quad (\text{A-2-6})$$

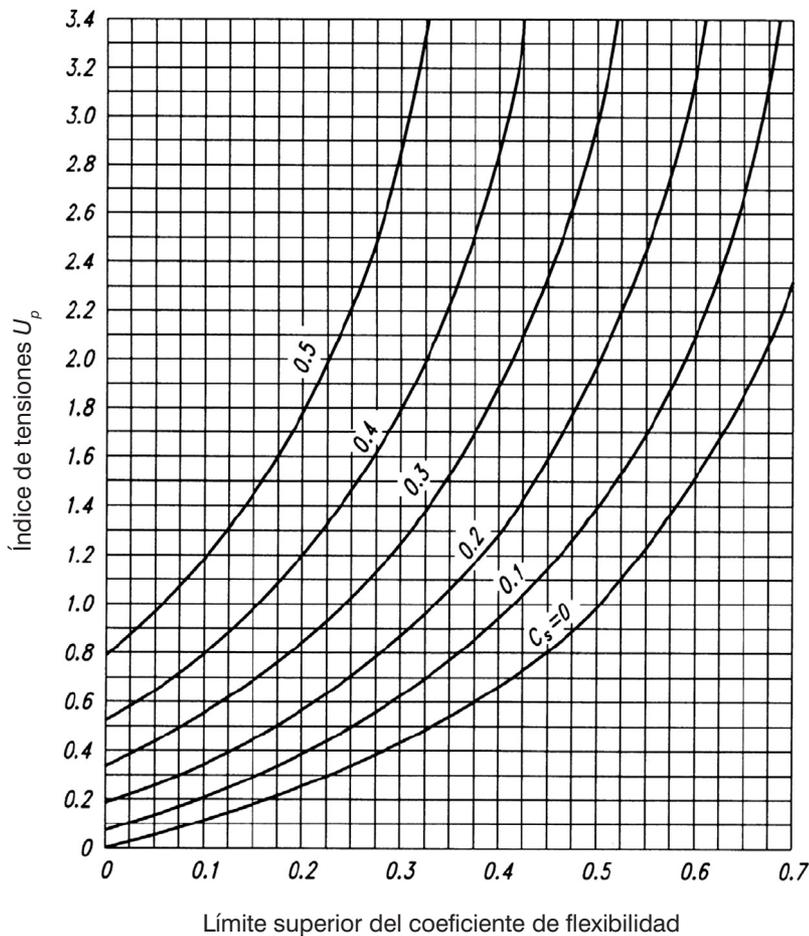


FIGURA A-2.1.
Coefficiente de flexibilidad límite para los sistemas primarios.

donde

f_0 = tensión debida a la combinación de carga $D + R$ (D = carga muerta nominal, R = carga nominal debido a aguas lluvias o nieve, que contribuye exclusivamente al empozamiento, kgf/m^2 (Mpa))

Para los marcos de los techos consistentes en miembros primarios y secundarios, la rigidez combinada debe ser evaluada como sigue: ingresar a la Figura A-2-1 al nivel de la tensión calculada U_p determinado para la viga primaria; moverse horizontalmente hasta el valor calculado C_s de las vigas secundarias y luego hacia abajo hasta la escala de abscisas. La rigidez combinada del marco primario y secundario será suficiente para prevenir el empozamiento si la constante de flexibilidad leída de esta última escala es mayor al valor C_p calculado para el miembro primario dado; de lo contrario, es necesario un miembro primario o secundario más rígido, o una combinación de ambos.

Un procedimiento similar se debe seguir usando la Figura A-2-2.

Para los marcos de los techos consistentes en una serie de vigas apoyadas sobre muros igualmente espaciadas, la rigidez debe ser evaluada de la siguiente forma. Las vigas

se consideran como miembros secundarios apoyados en un miembro primario infinitamente rígido. Para este caso, ingresar a la Figura A-2-2 con el índice de tensiones U_s calculado. El valor límite de C_s se determina de la intersección de una línea horizontal representando el valor de U_s y la curva para $C_p = 0$.

Nota: La deformación por *empozamiento* aportada por una cubierta de metal es usualmente una parte tan pequeña de la flecha total por empozamiento de un panel de techo que es suficiente con simplemente limitar su momento de inercia (por metro de ancho (milímetro) de ancho normal a su luz) a $3940l^4 \text{ mm}^4/\text{m}$.

Evaluar la estabilidad respecto de el empozamiento de un techo consistente en cubierta de metal de una razón profundidad-longitud relativamente esbelta, entre vigas apoyadas directamente en columnas, la rigidez debe ser evaluada de la siguiente forma. Emplear la Figura A-2-1 o A-2-2 utilizando como C_s la constante de flexibilidad para 1 m de la cubierta de techo ($S = 1,0$).

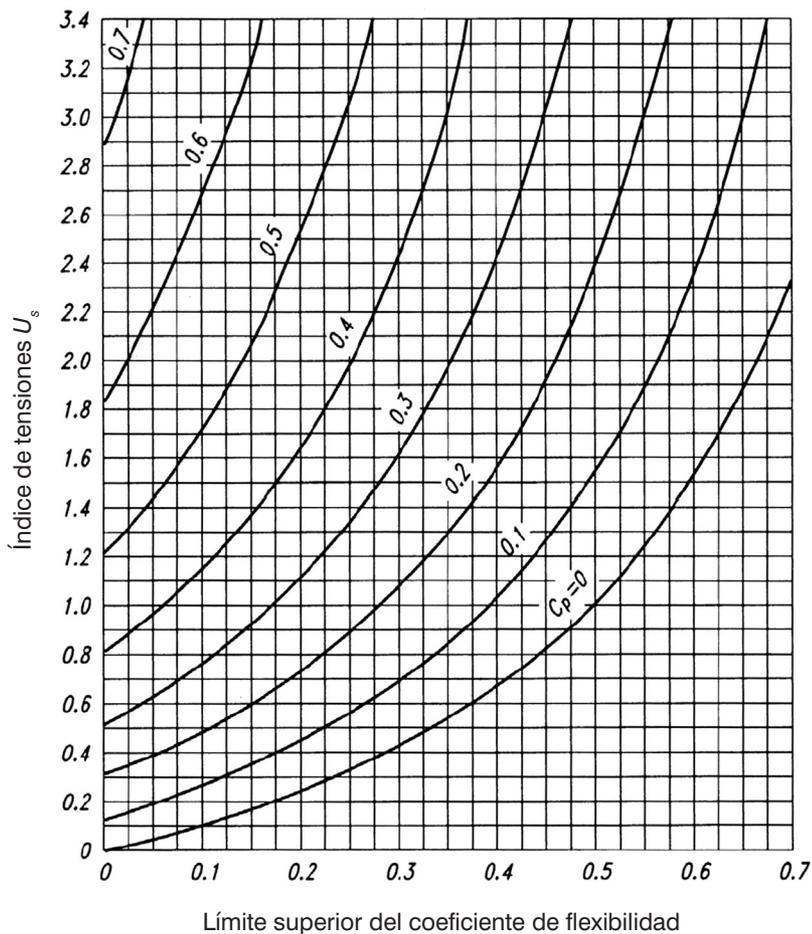


FIGURA A-2.2.
Coefficiente de flexibilidad límite para los sistemas secundarios.

ANEXO 3

DISEÑO POR FATIGA

Este anexo se aplica a miembros y *conexiones* solicitados por cargas de alto ciclaje dentro del rango de tensiones elásticas, de frecuencia y magnitud suficientes como para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva, que definen el *estado límite de fatiga*.

Nota: Ver AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* para estructuras sujetas a cargas sísmicas.

El anexo se organiza como sigue:

- 3.1. Disposiciones Generales
- 3.2. Cálculo de las Tensiones Máximas y los Rangos de Tensiones
- 3.3. Material Ordinario y Juntas Soldadas
- 3.4. Pernos y Partes Atornilladas
- 3.5. Requisitos Especiales de Fabricación y Montaje

3.1. DISPOSICIONES GENERALES

Las disposiciones de este Anexo se aplican a las tensiones calculadas en base a *cargas de servicio*. La tensión máxima permitida debido a cargas no factoradas es $0,66F_y$.

El rango de tensión se define como la magnitud del cambio en tensión debido a la aplicación o remoción de la carga viva de servicio. En el caso de inversión de tensiones, el rango de tensión debe ser calculado como la suma numérica de las máximas tensiones repetidas de tracción y compresión o la suma numérica de las máximas tensiones cortantes de dirección opuesta en el punto de inicio probable del agrietamiento.

En el caso de soldaduras de tope de penetración completa, el *rango máximo de las tensiones de diseño* calculado según la Ecuación A-3-1 se aplica solo a las soldaduras cuya solidez interna cumpla los requisitos de aceptación de la Sección 6.12.2 o 6.13.2 de AWS D1.1M.

No se requiere la evaluación de la resistencia a *fatiga* cuando el rango de tensiones de la carga viva es menor que del umbral de fatiga del rango tensiones, F_{TH} . Ver Tabla A-3-1

No se requiere evaluación de la resistencia a fatiga en miembros consistentes de secciones o planchas cuando el número de ciclos de aplicación de carga viva es menos que 20.000. No se requiere de evaluación de la fatiga de miembros consistentes de tubos en estructuras del tipo edificios sujetas a las cargas de viento mandadas por código.

La resistencia a carga cíclica determinada por las disposiciones de este Anexo se aplica solo a las estructuras con protección adecuada a la corrosión o sometidas a atmósferas levemente corrosivas, como las condiciones atmosféricas normales.

La resistencia a carga cíclica determinada por las disposiciones de este Anexo se aplica sólo a las estructuras expuestas a temperaturas que no superen los 150 °C (300 °F).

El *ingeniero estructural responsable* del proyecto debe entregar un detalle completo incluyendo el tamaño de las soldaduras o bien especificar la vida cíclica programada y el rango máximo de momentos, cortes y reacciones para las conexiones.

3.2. CÁLCULO DE LAS TENSIONES MÁXIMAS Y LOS RANGOS DE TENSIONES

Las tensiones deben calcularse basadas en un *análisis elástico*. Las tensiones no deben ser amplificadas por factores de *concentración de tensiones* debidos a discontinuidades geométricas.

Para los pernos y las barras con hilo sujetas a tracción axial, las tensiones calculadas deben incluir los efectos de la *acción de palanca*, si los hay. En el caso de tensión axial combinado con flexión, las tensiones máximas, de cada tipo, deben ser aquellas determinados para las combinaciones simultáneas de la *carga* aplicada.

Para los miembros de sección transversal simétrica, los *sujetadores* y las soldaduras deben estar dispuestos simétricamente en torno al eje del miembro, o las tensiones totales, incluidas aquellas debido a la excentricidad, deben ser incluidas en el cálculo del *rango* de tensiones.

Para los ángulos cargados axialmente, en los cuales el centro de gravedad de la soldadura de la conexión está entre la línea del centro de gravedad de la sección transversal del ángulo y el centro del ala conectada, los efectos de excentricidad pueden ser ignorados. Cuando el centro de gravedad de las soldaduras de conexión está fuera de esta zona, las tensiones totales, incluidas aquellas debido a la *excentricidad en la unión*, deben ser incluidas en el cálculo de rango de *tensiones*.

3.3. MATERIAL ORDINARIO Y JUNTAS SOLDADAS

En el material ordinario y en las juntas soldadas el rango de *tensiones* para *cargas de servicio* no debe exceder el *rango de tensiones admisible* calculado de la siguiente forma.

- (a) Para categorías de tensión A, B, B', C, D, E y E' el rango de tensión de diseño, F_{SR} , debe ser determinado por la Ecuación A-3-1 o A-3.1M.

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (\text{A-3-1})$$

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f \times 329}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-1M})$$

donde

C_f = constante de la Tabla A-3.1 según la categoría de fatiga

F_{SR} = rango de tensión de admisible, kgf/cm² (MPa)

F_{TH} = fatiga umbral del rango de tensiones, máximo rango de tensión para vida de diseño indefinida de Tabla A-3.1, kgf/cm² (MPa)

n_{SR} = número de fluctuaciones del rango de tensión en la vida de diseño

= número de fluctuaciones del rango de tensión por día \times 365 \times años de vida de diseño

- (b) Para categoría de tensión F, el rango de tensión de diseño, F_{SR} , debe ser determinado por la Ecuación A-3-2 o A-3-2M, tal como sigue.

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{0.167} \geq F_{TH} \quad (\text{A-3-2})$$

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f (11 \times 10^4)}{n_{SR}} \right)^{0.167} \geq F_{TH} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-2M})$$

- (c) Para planchas cargadas en tracción, conectados en sus extremos por secciones cruciformes, T, o detalles de esquina con soldadura de ranura de penetración completa (CJP), soldadura de ranura de penetración parcial (PJP), soldaduras de filete, o combinaciones de estas, transversales a la dirección de la tensión, el rango de tensión de diseño en la sección transversal del elemento plancha al pie de la soldadura debe ser determinado como sigue:

- (i) Basado en inicio de la grieta desde el pie de la soldadura de planchas cargadas en tracción, el rango de tensión de diseño, F_{SR} ; debe ser determinado por la Ecuación A-3-3 o A-3-3M, para categoría de tensión C lo que es igual a:

$$F_{SR} = \left(\frac{44 \times 10^8}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq 10 \quad (\text{A-3-3})$$

$$F_{SR} = \left(\frac{14.4 \times 10^{11}}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq 68.9 \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-3M})$$

- (ii) Basado en inicio de la grieta desde la raíz de la soldadura, el rango de tensión de diseño, F_{SR} , de planchas cargadas en tracción usando soldadura de ranura PJP transversal con o sin refuerzo, o soldaduras de filete en el contorno, el rango de tensión de diseño de la sección transversal al pie de la soldadura

debe ser determinado por la Ecuación A-3-4 o A-3-4M, categoría de tensión C' como sigue:

$$F_{SR} = R_{PJP} \left(\frac{44 \times 10^8}{n_{SR}} \right)^{0.333} \quad (\text{A-3-4})$$

$$F_{SR} = R_{PJP} \left(\frac{14.4 \times 10^{11}}{n_{SR}} \right)^{0.333} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-4M})$$

Donde

R_{PJP} es el factor de reducción por soldadura PJP transversal reforzada o no reforzada determinado de la siguiente forma:

$$R_{PJP} = \left(\frac{0.65 - 0.59 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 0.72 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{A-3-5})$$

$$R_{PJP} = \left(\frac{1.12 - 1.01 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 1.24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-5M})$$

Si $R_{PJP} = 1,0$, usar categoría de tensión C.

$2a$ = el largo de la cara raíz no soldada en la dirección del espesor de la plancha cargada en tracción, m. (mm)

w = el tamaño del filete de refuerzo o contorno, si lo hay, en la dirección del espesor de la plancha cargada en tracción, m. (mm)

t_p = espesor de la placa cargada en tracción, m. (mm)

- (iii) Basado en inicio del agrietamiento desde las raíces de un par soldaduras de filete transversales en lados opuestos de planchas cargadas en tracción, el rango de tensión de diseño, FSR, en la sección transversal al pie de las soldaduras debe ser determinado por la Ecuación A-3-6 o A-3-6M, categoría de tensión C'' como sigue:

$$F_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{44 \times 10^8}{n_{SR}} \right)^{0.333} \quad (\text{A-3-6})$$

$$F_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{14.4 \times 10^{11}}{n_{SR}} \right)^{0.333} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-6M})$$

donde

R_{FIL} es el factor de reducción para uniones que usen sólo un par de soldaduras de filete.

$$R_{FIL} = \left(\frac{0.06 + 0.72(w/t_p)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{A-3-7})$$

$$R_{FIL} = \left(\frac{0.10 + 1.24(w/t_p)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-7M})$$

Si $R_{FIL} = 1,0$, usar categoría de tensión C.

3.4. PERNOS Y PARTES ROSCADAS

En pernos y en partes roscadas, el rango de *tensiones de diseño* para *cargas de servicio* no debe exceder el rango de tensiones calculado de la siguiente forma.

- Para *conexiones* fijadas mecánicamente cargadas en corte, el rango de tensión máximo en el material conectado bajo cargas de servicio no debe exceder el *rango de tensión de diseño* calculado usando la Ecuación A-3-1 donde C_f y F_{TH} son obtenidos de la Sección 2 de la Tabla A-3-1.
- Para pernos de alta resistencia, pernos comunes, y pasadores de anclaje atornillados con tuercas cortadas, esmeriladas o plegadas, el rango de tensión de tracción máximo en el área neta de tracción debido a la *carga axial* y momento aplicados más la carga debido a la *acción de palanca* no debe exceder el rango de tensión de diseño calculado usando la Ecuación A-3-8 o A-3-8M (como para una categoría de tensión G). El área neta en tracción está dada por la Ecuación A-3-9 y A-3-9M.

$$F_{SR} = \left(\frac{3.9 \times 10^8}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq 7 \quad (\text{A-3-8})$$

$$F_{SR} = \left(\frac{1.28 \times 10^{11}}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq 48 \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-8M})$$

$$A_t = \frac{\pi}{4} \left(d_b - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad (\text{A-3-9})$$

$$A_t = \frac{\pi}{4} (d_b - 0.9382p)^2 \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-3-9M})$$

donde

d_b = diámetro nominal (diámetro del cuerpo o vástago), plg. (mm)

p = paso, plg. por hilo (mm por hilo)

n = hilos por plg. (hilos por mm)

Para uniones en las cuales el material dentro del agarre no está limitado al acero o juntas que no han sido tensionadas según los requisitos de la Tabla J3.1 o J3.1M, toda carga axial y momento aplicado a la junta además de los efectos por acción de palanca deben ser asumidos como tomados exclusivamente por los pernos o barras.

Para *uniones* en las cuales el material dentro del *agarre* es sólo acero y los cuales son traccionados según los requisitos de la Tabla J3.1 o J3.1M, se permitirá un análisis de la *rigidez* relativa entre las partes conectadas y los pernos para determinar el rango de tensiones de *tracción* en los pernos pre tensionados debido a la carga viva total de servicio y momento más los efectos de cualquier acción de palanca. Alternativamente, el rango de tensión en los pernos puede ser supuesto igual a la tensión en el área neta de tracción debida a un 20 por ciento del valor absoluto de la carga axial y el momento debido a la acción de la carga de servicio, cargas muertas, cargas vivas y otras.

3.5. REQUISITOS ESPECIALES DE FABRICACIÓN Y MONTAJE

Se permite que las barras longitudinales de respaldo permanezcan en su sitio, y si se usan, deben ser continuas. En el caso de *uniones* largas, cuando es necesario empalmar, la barra, esta debe ser unida con uniones de tope de penetración completa y el refuerzo esmerilado antes del ensamblaje en la junta. Los respaldos laterales, si son dejados en su lugar, deben ser sujetos con soldaduras de filete.

En juntas transversales solicitadas a tracción, las barras de respaldo, de ser usadas, deben ser removidas y la unión rebajada y soldada nuevamente.

En uniones transversales de esquina y T de penetración completa, una soldadura de filete, de tamaño no menor a 6mm debe ser agregada en las esquinas re-entrantes.

La rugosidad superficial de bordes cortados a térmicamente, solicitados a rangos de *tensión* cíclicos los que incluyen tracciones, no debe exceder 25 μm , donde la referencia estándar es la ASME B46.1.

Nota: AWS C4.1 Muestra 3 puede ser empleada para evaluar la conformidad con este requerimiento.

Las esquinas re-entrantes en cortes, *rebajes* y agujeros de accesos para soldadura deben tener un radio no menor a 10mm por pre taladrado o pre perforado y escariado de un agujero, o por corte a llama para formar el radio del corte. Cuando la porción de radio es formada por corte a llama, la superficie cortada debe ser esmerilada para lograr una superficie metálica brillante.

Las uniones de tope transversales en regiones de tensión de tracción alta, debe usarse lengüetas para contribuir a escalonar la terminación de la soldadura fuera de la unión terminada. No se deben usar elementos de contención en los extremos. La lengüetas deben ser removidas y la soldadura terminada alineada con el borde del miembro.

Los requisitos de los remates de las soldaduras de filete sujetas a *cargas de servicio* cíclicas se dan en la Sección J2.2b.

TABLA A-3.1 Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} kgf/cm ² (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 1. Material plano alejado de cualquier soldadura				
1.1 Metal Base, excepto acero de alta resistencia no cubierto, con superficie laminada o limpia. Bordes cortados térmicamente con dureza superficial de 1000 μ in. (25 μ m) o menor, pero sin esquinas entrantes.	A	250×10^8	1686 (165)	Alejado de toda soldadura o conexión estructural.
1.2 Metal base de acero de alta resistencia no recubierto con superficie laminada o limpia. Bordes cortados térmicamente con dureza superficial de 1000 μ in. (25 μ m) o menor, pero sin esquinas entrantes.	B	250×10^8	1125 (110)	Alejado de toda soldadura o conexión estructural.
1.3 Miembros con agujeros taladrados o escariados. Miembros con esquinas entrantes en rebajes, cortes, obstrucciones o discontinuidades geométricas hechas de acuerdo con los requerimientos del Anexo 3.5, excepto agujeros de acceso para soldadura.	B	250×10^8	1125 (110)	En un borde externo o en el perímetro del agujero.
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura hechos de acuerdo con los requerimientos de la Sección J1.6 y Anexo 3.5. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contengan pernos para unir arriostramiento liviano donde hay una componente longitudinal pequeña de la fuerza en la riostra.	C	44×10^8	702 (69)	En la esquina entrante del agujero de acceso para soldadura o en cualquier agujero pequeño (puede contener perno para conexiones menores)
Sección 2. Material conectado en uniones sujetas mecánicamente				
2.1 Área bruta del metal base en juntas de traslape conectadas con pernos de alta resistencia en uniones que satisfacen todos los requerimientos para conexiones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	1125 (110)	A través del área bruta cercana al agujero.
2.2 Metal base en el área neta de uniones apernadas alta resistencia diseñadas en base a resistencia de contacto, pero fabricadas e instaladas conforme a los requerimientos para conexiones de desplazamiento crítico.	B	120×10^8	1125 (110)	En área neta originándose en el lado del agujero.
2.3 Metal base en el área neta de otras uniones conectadas mecánicamente excepto barras y placas de pasador.	D	22×10^8	490 (48)	En área neta originándose en el lado del agujero.
2.4 Metal base en el área neta de cabezas de barras o placas de pasador.	E	11×10^8	316 (31)	En área neta originándose en el lado del agujero.

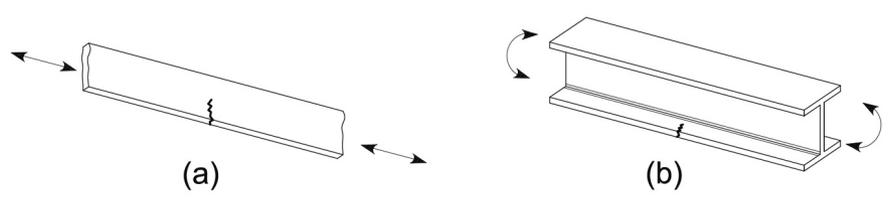
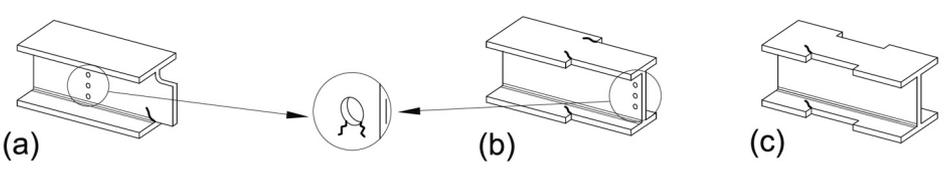
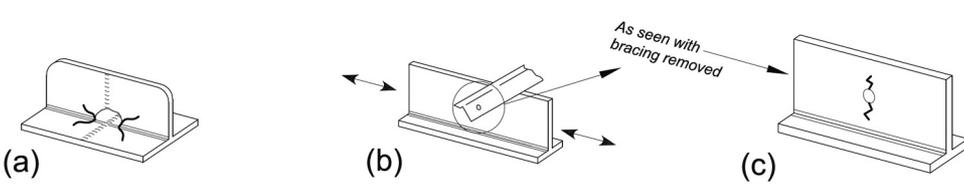
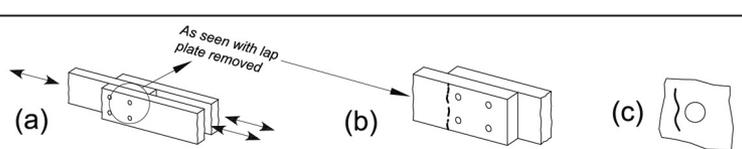
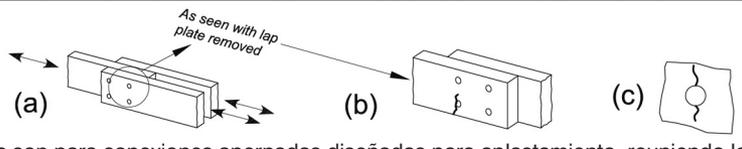
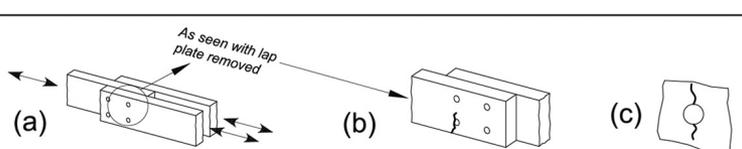
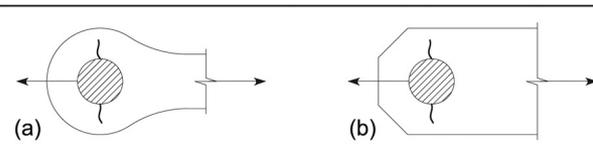
TABLA A-3.1 (continuación)	
Parámetros de Diseño por Fatiga	
Ejemplos Típicos Ilustrativos	
Sección 1. Material puro alejado de cualquier soldadura	
1.1 and 1.2	
1.3	
1.4	
Sección 2. Material conectado en uniones solicitadas mecánicamente	
2.1	 <p>“Nota: las figuras son para conexiones apernadas de deslizamiento crítico”</p>
2.2	 <p>“Nota: las figuras son para conexiones apernadas diseñadas para aplastamiento, reuniendo los requisitos para conexiones de deslizamiento crítico”</p>
2.3	 <p>“Nota: las figuras son para pernos de apriete ajustado, remaches u otros conectores mecánicos”</p>
2.4	

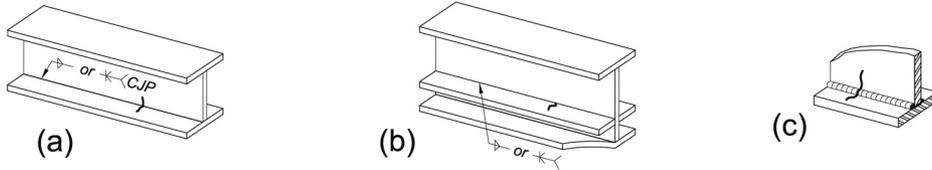
TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 3. Uniones soldadas que unen componentes de Perfiles Soldados				
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin piezas unidas de placas o perfiles conectados por soldaduras longitudinales de penetración completa, rebajadas y soldadas nuevamente desde el segundo lado, o por soldaduras de filete continuas.	B	120×10^8	1.125 (110)	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura alejada del extremo de soldadura.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin piezas unidas de placas o perfiles conectados por soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las barras de soporte, o por soldadura de filete de penetración parcial.	B'	61×10^8	843 (83)	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo soldadura que une barras de soporte.
3.3 Metal base y terminación de metal de soldadura de soldaduras longitudinales en agujeros de acceso para soldadura en miembros armados conectados.	D	22×10^8	492 (48)	Desde la terminación de la soldadura hacia dentro del alma o ala.
3.4 Metal base en extremos de segmentos longitudinales intermitentes de soldadura de filete.	E	11×10^8	316 (31)	En el material conectado los lugares de inicio y fin de cualquier depósito de soldadura.
3.5 Metal base en extremos de planchas de cubierta con soldadura de longitud parcial más estrechas que el ala con extremos cuadrados o afilados, con o sin soldaduras cruzando los extremos de las placas de cubierta más anchas que el ala con soldaduras cruzando los extremos.				En el ala al pie de la soldadura de extremo o en el ala al término de soldadura longitudinal o en el borde del ala con planchas de cubierta anchas.
espesor del ala $\leq 0,8$ in (20 mm)	E	11×10^8	316 (31)	
espesor del ala $> 0,8$ in (20 mm)	E'	$3,9 \times 10^8$	183 (18)	
3.6 Metal base en extremos de placas de cubierta con soldadura de longitud parcial más anchas que el ala sin soldaduras cruzando los extremos.	E'	$3,9 \times 10^8$	183 (18)	En el borde el ala en el extremo de la soldadura de placa de cubierta.
Sección 4. Conexiones de extremo con soldadura longitudinal de filete				
4.1 Metal base en empalme de miembros cargados axialmente con conexiones de extremo soldadas longitudinalmente. Las soldaduras deben ser en cada lado del eje del miembro para balancear las tensiones en la soldadura.				Iniciándose desde el extremo de cualquier terminación de soldadura extendiéndose hacia el metal base.
$t \leq 12$ mm (0,5 plg)	E	11×10^8	316 (31)	
$t > 12$ mm (0,5 plg)	E'	$3,9 \times 10^8$	183 (18)	

TABLA A-3.1 (continuación)
Parámetros de Diseño por Fatiga

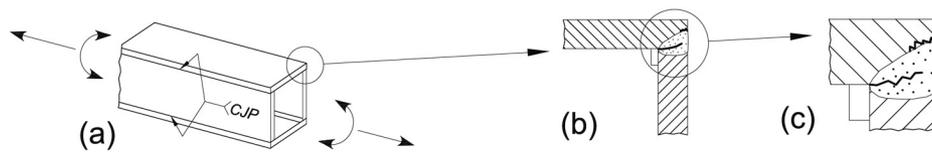
Ejemplos Típicos Ilustrativos

Sección 3. Uniones soldadas que unen componentes de Perfiles Soldados

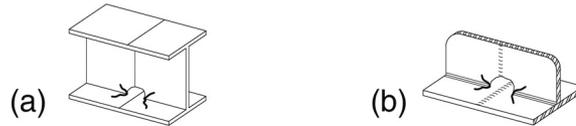
3.1



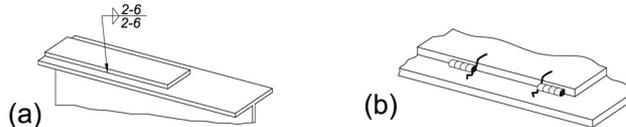
3.2



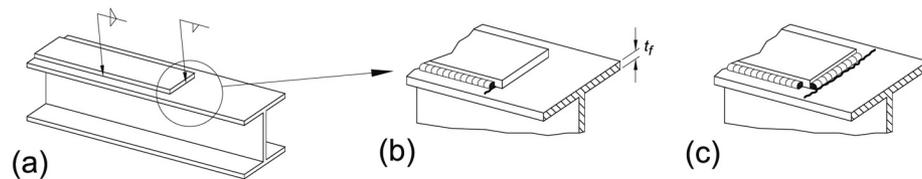
3.3



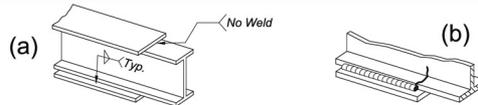
3.4



3.5



3.6



Sección 4. Conexiones de extremo con soldadura longitudinal de filete

4.1



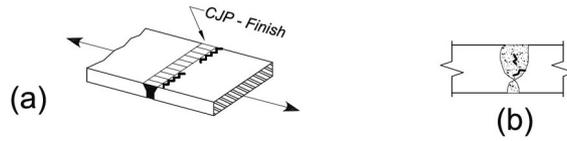
TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelo a la dirección de la tensión, y con una solidez establecida por inspección radiográfica o ultrasónica de acuerdo con los requerimientos de SECCIONES 6.12 o 6.13 de AWS D1,1/D1,1M.	B	120×10^8	1.125 (110)	Desde discontinuidades internas en metal de relleno o a lo largo del límite de fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelo a la dirección de la tensión en transiciones en espesor o ancho hechas en una razón no mayor a 8 a 20%.	B	120×10^8	1.125 (110)	Desde discontinuidades internas en metal de relleno o a lo largo del límite de fusión o al inicio de la transición cuando $F_y \geq 6.330$ kgf/cm ² (620 MPa)
$F_y < 6.330$ kgf/cm ² (620MPa) $F_y \geq 6.330$ kgf/cm ² (620 MPa)	B'	61×10^8	843 (83)	
5.3 Metal base con F_y mayor o igual a 6.330 kgf/cm ² (620 MPa) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa con soldaduras esmeriladas esencialmente paralelo a la dirección de la tensión en transiciones en ancho hechas en un radio no menor a 2 ft (600 mm) con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura.	B	120×10^8	1.125 (110)	Desde discontinuidades internas en el metal de relleno o discontinuidades a lo largo del límite de fusión.
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al pie de uniones T o esquina de penetración completa o empalmes, con o sin transiciones en espesor con razones no mayores a 8 a 20%, cuando el refuerzo de soldadura no es removido.	C	44×10^8	702 (69)	Desde la discontinuidad superficial al pie de soldadura extendiéndose hacia el metal base o a lo largo del límite de fusión.
5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de extremos de elementos tipo plancha cargados en tracción usando uniones de tope de penetración parcial T o de esquina, con filetes de refuerzo o contorno, F_{gr} debe ser el menor entre el rango de tensión del agrietamiento de pie tope o el agrietamiento de raíz.				Iniciándose de discontinuidad geométrica al pie de soldadura extendiéndose hacia el metal base o, iniciándose en la raíz de soldadura solicitada a tracción extendiéndose hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.
- Grieta iniciándose desde pie de soldadura.	C	44×10^8	702 (69)	
- Grieta iniciándose desde raíz de soldadura.	C'	Eqn. A-3-4 o A-3-4M	None provided	

TABLA A-3.1 (continuación)
Parámetros de Diseño por Fatiga

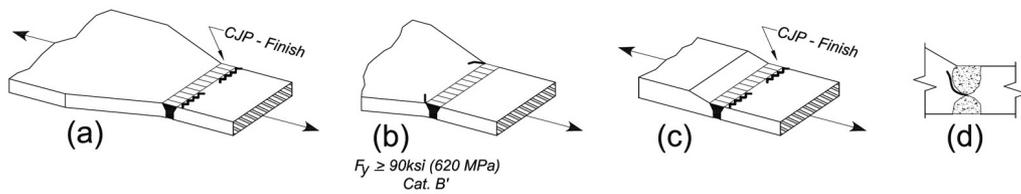
Ejemplos Típicos Ilustrativos

Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones

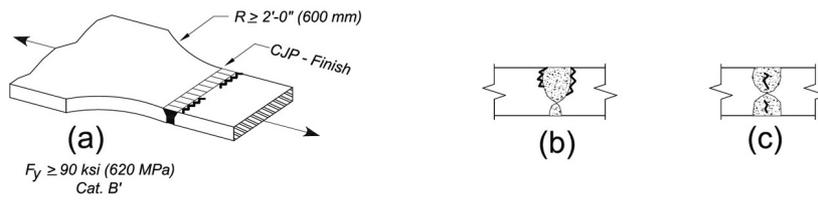
5.1



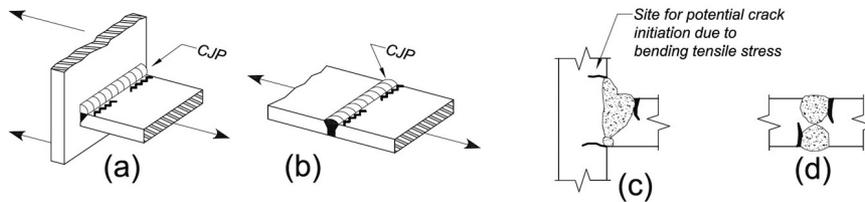
5.2



5.3



5.4



5.5

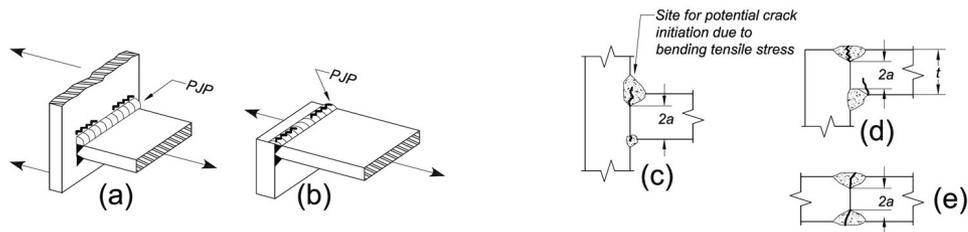


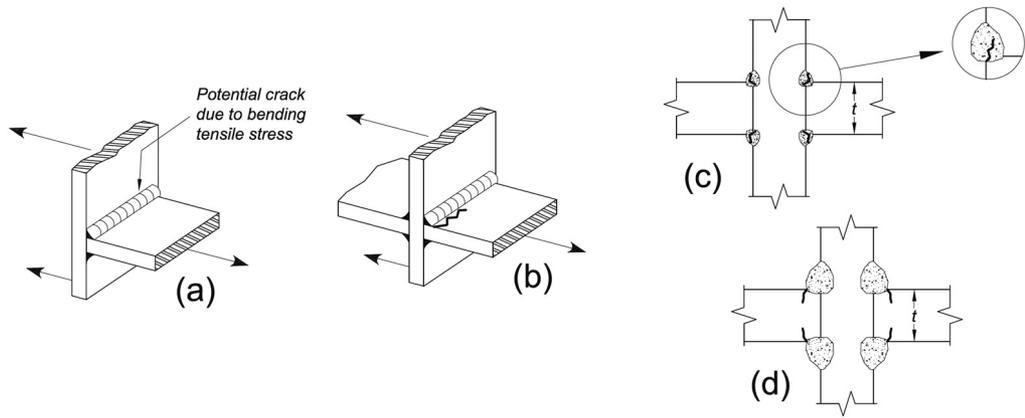
TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones				
<p>5.6 Metal base y metal de relleno en conexiones transversales de extremo de elementos tipo placa cargados en tracción usando un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la plancha. F_{sr} debe ser el menor entre el rango de tensión del agrietamiento de pie tope o del agrietamiento de raíz</p> <p>- Grieta iniciándose desde pie de soldadura.</p> <p>- Grieta iniciándose desde raíz de soldadura.</p>	C C'	44 x 10 ⁸ Eqn. A-3-5 o A-3-5M	702 (69) None provided	Iniciándose desde discontinuidad geométrica al pie de soldadura extendiéndose hacia el metal base o, iniciándose en la raíz de soldadura solicitada a tracción extendiéndose hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.
<p>5.7 Metal base de elementos tipo placa cargados en tracción y en almas o alas de girders o vigas laminadas al pie de soldaduras transversales de filete adyacentes a atiesadores transversales soldados.</p>	C	44 x 10 ⁸	702 (69)	De discontinuidades geométricas al pie del filete extendiéndose hacia el metal base.
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales				
<p>6.1 Metal base en detalles conectados por soldaduras de penetración completa sujetos solo a carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave.</p> <p>R ≥ 600mm (24 plg)</p> <p>600 mm > R ≥ 150 mm (24 plg. > R ≥ 6 plg)</p> <p>-150mm > R ≥ 50 mm (6 plg. > R ≥ 2 plg)</p> <p>50mm (2 plg) > R</p>	 B C D E	 120 x 10 ⁸ 44 x 10 ⁸ 22 x 10 ⁸ 11 x 10 ⁸	 1.125 (110) 702 (69) 492 (48) 316 (31)	Cercano al punto de tangencia del radio en el borde del miembro.

TABLA A-3.1 (continuación)
Parámetros de Diseño por Fatiga

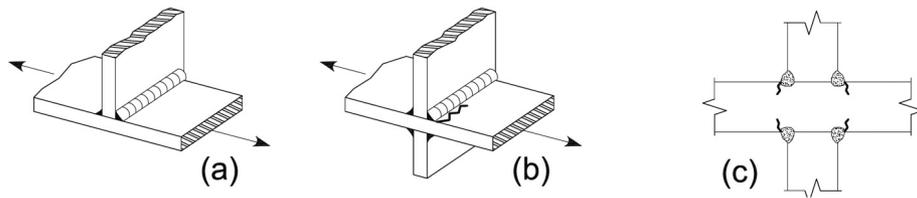
Ejemplos Típicos Ilustrativos

Sección 5. Uniones soldadas transversales a la dirección de tensiones

5.6

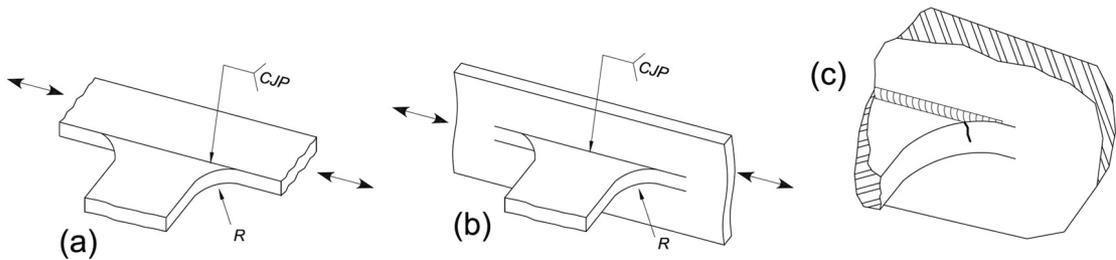


5.7



Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales

6.1



**TABLA A-3.1 (continuación)
Parámetros de Diseño por Fatiga**

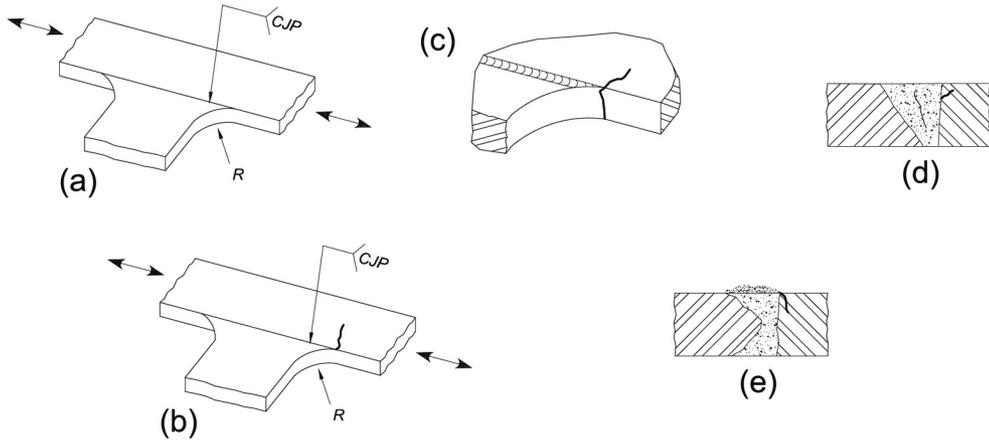
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales				
<p>6.2 Metal base en detalles de igual espesor conectados por soldaduras de penetración completa sujetos a carga transversal con o sin carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave y con una solidez establecida por inspección radiográfica o ultrasónica de acuerdo con los requisitos de Secciones 6.12 o 6.13 de AWS D1.1/D1.1M.: - Cuando el refuerzo para soldadura es removido:</p> <p>R ≥ 600 mm (24 plg)</p> <p>600 mm > R ≥ 150 mm (24 plg. > R ≥ 6 plg)</p> <p>150 mm > R ≥ 50 mm (6 plg. > R ≥ 2 plg)</p> <p>50 mm (2 plg) > R</p> <p>- Cuando el refuerzo de soldadura no es removido:</p> <p>R ≥ 600 mm (24 plg)</p> <p>600 mm > R ≥ 150 mm (24 plg. > R ≥ 6 plg.)</p> <p>150 mm > R ≥ 50 mm (6 plg. > R ≥ 2 plg)</p> <p>50 mm (2 plg) > R</p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>120 x 10⁸</p> <p>44 x 10⁸</p> <p>22 x 10⁸</p> <p>11 x 10⁸</p>	<p>1.125 (110)</p> <p>702 (69)</p> <p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p>	<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio o en la soldadura o en el límite de fusión o miembro o pieza unida</p> <p>Al pie de soldadura ya sea a lo largo del borde o miembro o pieza unida</p>
<p>6.3 Metal base en detalles de distinto espesor conectados por soldaduras de penetración completa sujetos a carga transversal con o sin carga longitudinal cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave y con una solidez establecida por inspección radiográfica o ultrasónica de acuerdo con los requisitos de Secciones 6.12 o 6.13 de AWS D1.1/D1.1M.: - Cuando el refuerzo de soldadura es eliminado:</p> <p>R > 50 mm (2 plg)</p> <p>R ≤ 50 mm (2 plg)</p> <p>- Cuando el refuerzo para soldadura es removido: Cualquier radio</p>	<p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>22 x 10⁸</p> <p>11 x 10⁸</p> <p>11 x 10⁸</p>	<p>492 (48)</p> <p>316 (31)</p> <p>316 (31)</p>	<p>Al pie de soldadura a lo largo del borde del material más delgado. en la terminación de soldadura en el radio pequeño</p> <p>Al pie de soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p>

TABLA A-3.1 (continuación)
Parámetros de Diseño por Fatiga

Ejemplos Típicos Ilustrativos

Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales

6.2



6.3

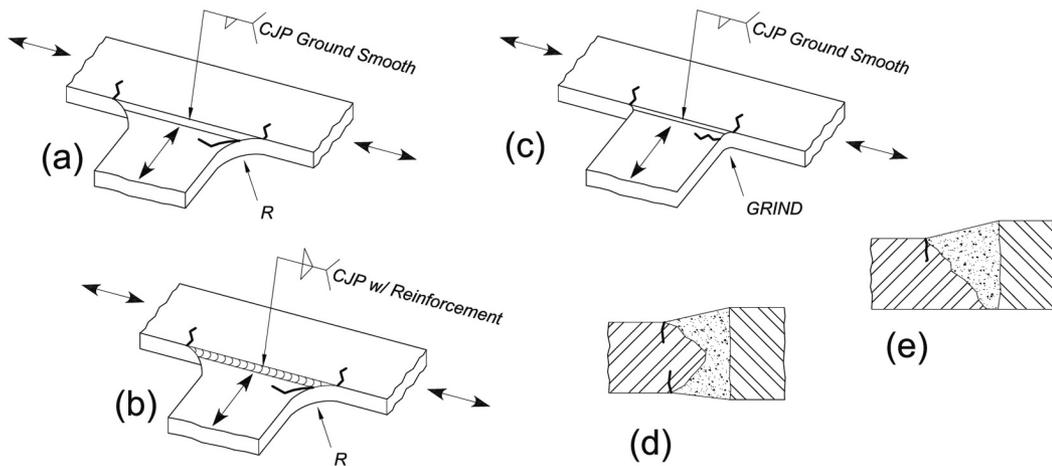


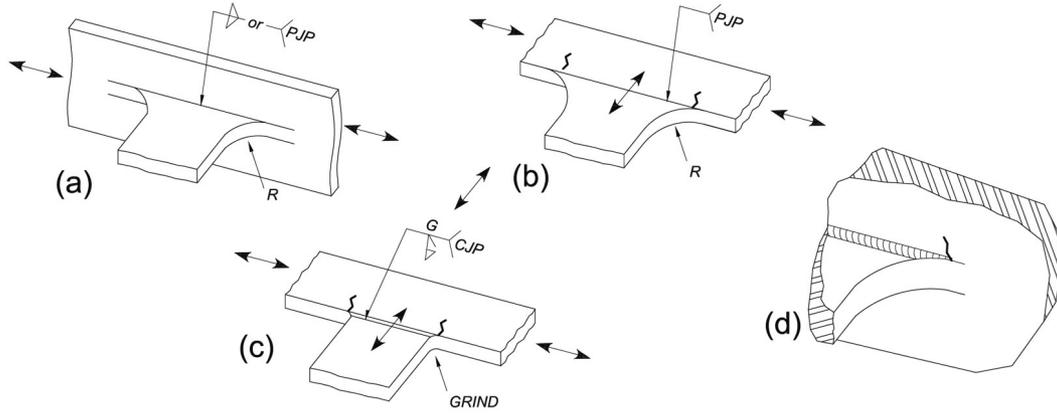
TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales				
6.4 Metal base sujeto a tensión longitudinal en miembros transversales, con o sin tensión transversal, conectados por soldaduras de filete o penetración parcial paralela a la dirección de la tensión cuando el detalle abarca un radio de transición R, con la terminación de soldadura esmerilada suave:				Inicio en el metal base de la terminación de la soldadura o en pie de la soldadura extendiéndose en dirección al metal base.
R > 50 mm (2 plg)	D	22×10^8	492 (48)	
R ≤ 50 mm (2 plg)	E	11×10^8	316 (31)	
Sección 7. Metal base en insertos cortos				
7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles conectados por soldaduras de filete paralelas o transversales a la dirección de la tensión donde el detalle no abarca un radio de transición y con la longitud del detalle en dirección de la tensión, a, y altura normal a la superficie del miembro, b:				Inicio en el metal base de la terminación de la soldadura o en pie de la soldadura extendiéndose en dirección al metal base.
A < 50 mm (2 plg)	C	44×10^8	702 (69)	
50 mm (2 plg) ≤ a ≤ menor entre 12 b o (100 mm (4 pulg))	D	22×10^8	492 (48)	
a > 100 mm (4 pulg) cuando b > 20mm (0,8 plg)	E	11×10^8	316 (31)	
a > menor entre 12b o 100 mm (4 plg) cuando b ≤ 20mm (0,8 plg)	E	$3,9 \times 10^8$	182 (18)	
7.2 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles conectados por soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando el detalle abarca un radio de transición, R, con la terminación de soldadura esmerilada suave:				En la terminación de soldadura extendiéndose hacia el miembro.
R > 50 mm (2 plg)	D	22×10^8	7 (48)	
R ≤ 50 mm (2 plg)	E	11×10^8	4,5 (31)	
<p>“Pieza unida” como es usado aquí, se define como cualquier detalla de acero soldado a un miembro el cual, por su sola presencia e independiente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de tensión en el miembro y por lo tanto reduce la resistencia a fatiga.</p>				

TABLA A-3.1 (continuación)
Parámetros de Diseño por Fatiga

Ejemplos Típicos Ilustrativos

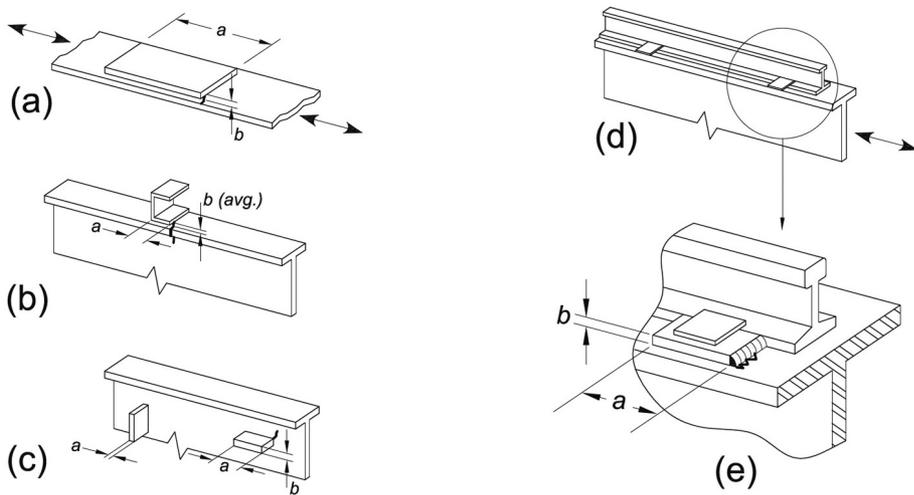
Sección 6. Metal Base en conexiones soldadas de miembros transversales

6.4



Sección 7. Metal base en insertos cortos

7.1



7.2

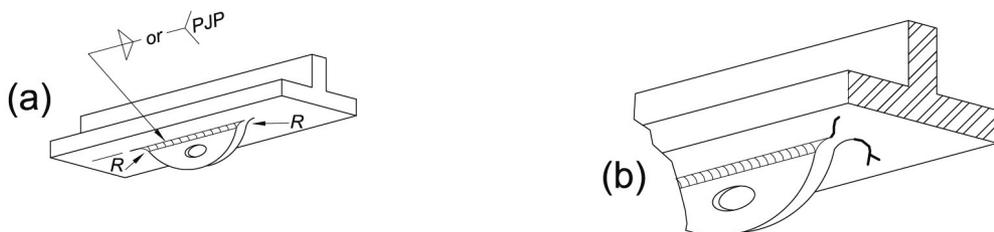
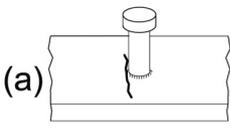
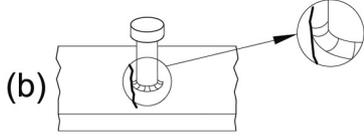
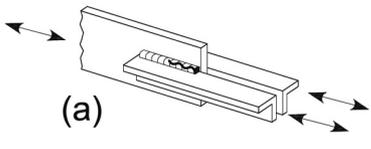
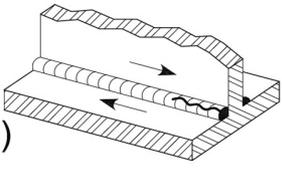
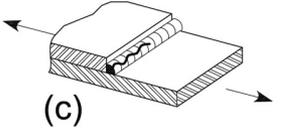
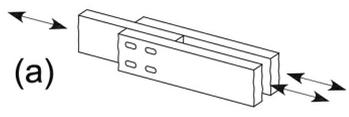
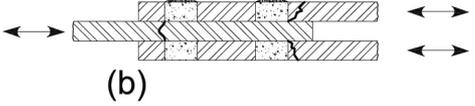
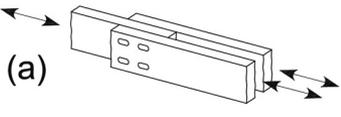
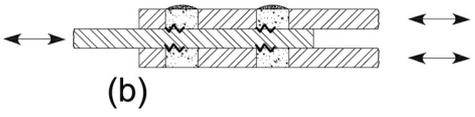
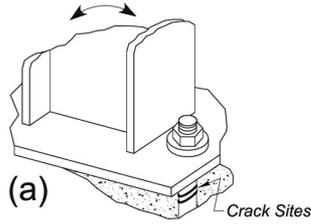
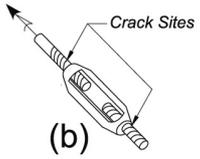
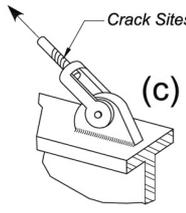
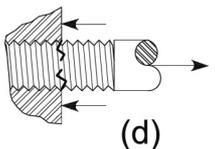


TABLA A-3.1 (continuación) Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} ksi (MPa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 8 – Uniones varias				
8.1 Metal base en conectores de corte conectados por soldadura de filete o automática.	C	44×10^8	702 (69)	Al pie de la soldadura en el metal base.
8.2 Corte en garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes longitudinales o transversales.	F	150×10^8 (Eqn. A-3-2 o A-3-2M)	562 (55)	“Inicio en la raíz de la soldadura de filete, y se extiende en la soldadura”.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	11×10^8	316 (31)	En el extremo de la soldadura en el metal base.
8.4 Corte en soldaduras de tapón o ranura.	F	150×10^8 (Eqn. A-3-2 o A-3-2M)	562 (55)	“Inicio en la soldadura en la superficie de contacto, extendiéndose en la soldadura”.
8.5 Pernos de alta resistencia de apriete ajustado, pernos comunes, barras de anclaje con hilo y ganchos con corte, hilos esmerilados o limpiados. Rango de tensión en el área de tensión de tracción debido a carga viva más acción de palanca cuando corresponda.	G	$3,9 \times 10^8$	492 (48)	Inicio de la soldadura en el metal base en el extremo de la soldadura de tapón o de ranura, extendiéndose en el metal base.

TABLA A-3.1 (continuación)
Parámetros de Diseño por Fatiga

Ejemplos Típicos Ilustrativos

Sección 8. Uniones varias

<p>8.1</p>  <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>		
<p>8.2</p>  <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>	 <p>(c)</p>	
<p>8.3</p>  <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>		
<p>8.4</p>  <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>		
<p>8.5</p>  <p>(a)</p>	 <p>(b)</p>	 <p>(c)</p>	 <p>(d)</p>

ANEXO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

Este Anexo entrega criterios para el diseño y evaluación de componentes, sistemas y marcos de *acero estructural* para condiciones de fuego. Estos criterios ayudan en la determinación del calor de entrada, expansión térmica y degradación de las propiedades mecánicas de materiales a elevadas temperaturas las que causan disminución progresiva de resistencia y *rigidez* de componentes y sistemas estructurales.

El Anexo se organiza como sigue:

- 4.1. Disposiciones Generales
- 4.2. Diseño Estructural a partir del Análisis para la Condición de Fuego
- 4.3. Diseño por Ensayos de Calificación

4.1. DISPOSICIONES GENERALES

Los métodos contenidos en este anexo entregan evidencia regulatoria del cumplimiento de acuerdo con las aplicaciones de diseño señaladas en esta Sección.

4.1.1. Objetivo de Desempeño

Los componentes, miembros y sistemas de marcos estructurales deben ser diseñados de forma de que mantengan su función resistente durante el incendio de diseño y para satisfacer otros requisitos de desempeño en servicio, especificados para la ocupación de la edificación.

El criterio de deformación debe ser aplicado donde los medios para proveer de resistencia estructural para incendios, o el criterio de diseño para barreras de incendio, requiere de la consideración de la deformación de la estructura soportante.

En el sector de origen del fuego, las *fuerzas* y deformaciones calculadas para el incendio de diseño no deben causar alteración de la subdivisión horizontal o vertical de la estructura.

4.1.2. Diseño mediante Análisis de Ingeniería

Se permite utilizar los métodos de análisis de la Sección 4.2 para documentar el desempeño esperado de marcos de acero cuando son sometidos a escenarios de incendio de diseño. Los métodos de la Sección 4.2 entregan evidencia de conformidad con los objetivos de desempeño establecidos en la Sección 4.1.1.

Los métodos de análisis de la Sección 4.2 se pueden utilizar para demostrar una equivalencia de un material o método alternativos, tal como se permite en la normativa de edificación.

El diseño estructural para las condiciones de incendio usando el Anexo 4.2 debe ser realizado usando el método de *diseño de factores de cargas y resistencias* de acuerdo con las disposiciones de la Sección B3.3 (LRFD).

4.1.3. Diseño por Ensayos de Calificación

Se permite utilizar los métodos de calificación de la Sección 4.3 para documentar la resistencia al fuego de marcos de acero sometidos a los protocolos de ensayos de incendio estandarizados requeridos por las normativas de diseño aplicables.

4.1.4. Combinaciones de Carga y Resistencia Requerida

La *resistencia requerida* por una estructura y sus miembros debe ser determinada de la siguiente *combinación de carga gravitacional*:

$$[0,9 \text{ ó } 1,2] D + T + 0,5L + 0,2S \quad (\text{A-4-1})$$

donde

D = carga muerta nominal

L = carga viva ocupacional nominal

S = carga de nieve nominal

T = fuerzas y deformaciones nominales debido al incendio de diseño definido en la Sección 4.2.1

Una *carga lateral ficticia*, $N_i = 0,002Y_i$, como se define en el Anexo 7.2, donde N_i = *carga ficticia lateral* aplicada en el nivel i del marco y Y_i = *carga gravitacional* de la combinación (A-4-1) actuando en el nivel i del marco, debe ser aplicada en combinación con las cargas estipuladas en la Ecuación A-4-1. A menos que el código de construcción aplicable estipule otra forma, D , L y S serán las *cargas nominales* especificadas en ASCE/SEI 7.

4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL POR ANÁLISIS PARA LA CONDICIÓN DE FUEGO

Se permite diseñar miembros, componentes y marcos estructurales de edificaciones para temperaturas elevadas de acuerdo con los requisitos de esta Sección.

4.2.1. Incendio de Diseño

Se debe identificar un incendio de diseño para describir las condiciones de calentamiento de la estructura. Estas condiciones de calentamiento deben estar relacionadas con las instalaciones de combustibles y las características de sectorización presentes en el área de incendio supuesta. La densidad de *carga* de combustible basada en la ocupación debe ser considerada al determinar la *carga* total de combustible. Las condiciones de calentamiento se deben especificar ya sea en términos de flujo de calor o temperatura de la capa superior de gas creada por el incendio. Para determinar la duración del incendio, es necesario precisar la variación de las condiciones de calor en el tiempo.

Cuando se usen los métodos de análisis de la Sección 4.2 para demostrar una equivalencia como un material o método alternativo, según se permita en el código de edificaciones aplicable, el incendio de diseño debe ser determinado de acuerdo con el estándar ASTM E119.

4.2.1.1. Fuego Localizado

Cuando la tasa de liberación de calor del incendio sea insuficiente como para que haya ignición, se debe suponer una exposición a fuego localizado. En tales casos deben usarse la composición del combustible, disposición del arreglo de fuego y área de piso ocupada por el combustible, para determinar el flujo de calor radiante desde la columna de llama y humo a la estructura.

4.2.1.2. Incendio en Sector Post-Ignición

Cuando la tasa de liberación de calor es suficiente como para que haya ignición, debe suponerse un incendio en el sector post-ignición. La determinación del perfil de temperatura versus tiempo resultante debe incluir la *carga* de combustible, las características de ventilación del espacio (naturales y mecánicas), las dimensiones del sector y las características térmicas de los límites del sector.

La duración del incendio en un área particular debe ser determinada considerando la masa total combustible, o la carga de combustible disponible en el espacio. En el caso ya sea de incendio localizado o un compartimiento post-ignición, la duración del incendio debe ser determinada como la masa total de combustible dividida por la tasa de pérdida de masa.

4.2.1.3. Incendios Exteriores

La exposición de la estructura exterior a llamas que se proyecten por ventanas u otras aberturas de muro como resultado de un incendio en el sector post-ignición debe ser considerada junto con la radiación desde el fuego interior a través de la abertura. La forma y longitud de la llama proyectada deben ser usadas en conjunto con la distancia entre la llama y el acero exterior para determinar el flujo de calor al acero. Se debe usar el método identificado en la Sección 4.2 para describir las características del incendio del sector interior.

4.2.1.4. Sistemas de Protección Activa Contra el Fuego

Se deben considerar los efectos de los sistemas de protección activa contra el fuego al describir el incendio de diseño.

En los lugares que tengan instalados ventiladores automáticos para humo y calor en espacios sin rociadores, la temperatura resultante del humo debe ser determinada mediante cálculo.

4.2.2. Temperaturas en Sistemas Estructurales Bajo Condiciones de Incendio

Las temperaturas en miembros, componentes y marcos estructurales debido a las condiciones de calentamiento impuestas por el incendio de diseño se deben determinar por un análisis de transferencia de calor.

TABLA A-4.2.1 Propiedades del Acero a Temperaturas Elevadas				
Temperatura del Acero °F (°C)	$K_E = E(T)/E = G(T)/G$	$K_p = F_p(T)/F_y$	$k_y = F_y(T)/F_y$	$k_u = F_u(T)/F_y$
68 (20)	1,00	1,00	1,00	1,00
200 (93)	1,00	1,00	1,00	1,00
400 (204)	0,90	0,80	1,00	1,00
600 (316)	0,78	0,58	1,00	1,00
750 (399)	0,70	0,42	1,00	1,00
800 (427)	0,67	0,40	0,94	0,94
1000 (538)	0,49	0,29	0,66	0,66
1200 (649)	0,22	0,13	0,35	0,35
1400 (760)	0,11	0,06	0,16	0,16
1600 (871)	0,07	0,04	0,07	0,07
1800 (982)	0,05	0,03	0,04	0,04
2000 (1093)	0,02	0,01	0,02	0,02
2200 (1204)	0,00	0,00	0,00	0,00

(b) Para concreto de peso normal: Para cálculos a temperaturas sobre 65 °C (150°F), el coeficiente de expansión térmica será $1,8 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ($1,0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{F}$)

(c) Para concretos livianos: Para cálculos a temperaturas sobre 65 °C (150°F), el coeficiente de expansión térmica será $7,9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ($4,4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$)

4.2.3. Resistencias de los Materiales a Temperaturas Elevadas

Las propiedades de los materiales a temperaturas elevadas deben ser determinadas de datos experimentales. Si no se tienen dichos datos, se permite usar las propiedades de los materiales estipuladas en esta sección. Estas relaciones no se aplican a los aceros con una *resistencia de fluencia* mayor a 4570 kgf/cm² (448 MPa) u concretos con una resistencia especificada a compresión mayor a 560 kgf/cm² (55 MPa).

4.2.3.1. Elongación Térmica

El coeficiente de expansión debe ser tomado como sigue:

- Para estructuras con aceros estructurales y de refuerzo: Para cálculos a temperaturas sobre los 65 °C (150 °F), el coeficiente de expansión térmica debe ser $1,4 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ($7,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$).
- Para de concreto de peso normal: Para cálculos a temperaturas sobre los 65 °C (150 °F), el coeficiente de expansión térmica debe ser $1,8 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ ($1,0 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{F}$).
- Para concreto de peso liviano: Para los cálculos a temperaturas sobre los 65 °C (150 °F), el coeficiente de expansión térmica debe ser $7,9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ($4,4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$).

4.2.3.2 Propiedades Mecánicas a Temperaturas Elevadas

El deterioro en resistencia y *rigidez* de los miembros, componentes y sistemas estructurales debe ser tomado en cuenta en el *análisis estructural del marco*. Los valores $F_y(T)$, $F_p(T)$, $F_u(T)$, $E(T)$, $G(T)$, $f_c(T)$, $E_c(T)$ y $\varepsilon_{cu}(T)$ a temperaturas elevadas a ser usados en el análisis estructural, expresados como la razón respecto a la propiedad a temperatura ambiente, supuesta como 20 °C (68 °F), deben ser definidos como en la Tablas A-4.2.1 y

A-4.2.2. $F_p(T)$ es el límite proporcional para temperaturas elevadas, el que es calculado como una razón de la *resistencia de fluencia* según se especifica en la Tabla A-4.2.1, Se permite interpolar entre estos valores.

TABLA A-4.2.2 Propiedades del Acero a Temperaturas Elevadas				
Temperatura del Acero °F (°C)	$k_c = f'_c(T)/f'_c$		$E_c(T)/E_c$	$\epsilon_{cu}(T)$, % Concreto normal
	Concreto normal	Concreto liviano		
68 (20)	1,00	1,00	1,00	1,00
200 (93)	0,95	1,00	0,93	0,34
400 (204)	0,90	1,00	0,75	0,46
550 (228)	0,86	1,00	0,61	0,58
600 (316)	0,83	0,98	0,57	0,62
800 (427)	0,71	0,85	0,38	0,80
1000 (538)	0,54	0,71	0,20	1,06
1200 (649)	0,38	0,58	0,092	1,32
1400 (760)	0,21	0,45	0,073	1,43
1600 (871)	0,10	0,31	0,055	1,49
1800 (982)	0,05	0,18	0,036	1,50
2000 (1093)	0,01	0,05	0,018	1,50
2200 (1204)	0,00	0,00	0,000	0,00

4.2.4. Requisitos de Diseño Estructural

4.2.4.1. Integridad Estructural general

El marco estructural debe ser capaz de dar resistencia y capacidad de deformación adecuadas para soportar, como sistema, las acciones estructurales desarrolladas durante el incendio dentro de los límites de deformación recomendados. El *sistema estructural* debe ser diseñado para sustentar el daño local mientras el sistema estructural actuando como un todo permanece estable.

Se deben disponer trayectorias de carga continuas para transferir todas las *fuerzas* desde la región expuesta al punto final de resistencia. La fundación debe ser diseñada para resistir las fuerzas y para acomodar las deformaciones desarrolladas durante el incendio de diseño.

4.2.4.2. Requisitos de Resistencia y Límites de Deformación

Se debe demostrar la conformidad del sistema estructural a estos requisitos mediante un modelo matemático de la estructura basado en principios de mecánica estructural y evaluando este modelo para las fuerzas internas y deformaciones en los miembros de la estructura desarrolladas por efecto de la temperatura del incendio de diseño.

Los miembros individuales deben tener la resistencia adecuada para soportar los cortes, fuerzas axiales y momentos determinados de acuerdo con estas disposiciones.

Las *conexiones* deben desarrollar la resistencia de los miembros conectados o las fuerzas indicadas anteriormente. Donde las formas de dar resistencia al fuego requieran consi-

derar criterios de deformación, la deformación del sistema estructural, o los miembros de éste, bajo el incendio de diseño no deben exceder los límites preestablecidos.

4.2.4.3. Métodos de Análisis

4.2.4.3a. Métodos Avanzados de Análisis

Se permiten los métodos de análisis de esta Sección para el diseño de todas las estructuras de edificaciones de acero para condiciones de incendio. La exposición al incendio de diseño se debe determinar en la Sección 4.2.1. El análisis debe incluir la respuesta, tanto térmica como mecánica, al incendio de diseño.

La *respuesta térmica* debe producir un campo de temperatura en cada miembro estructural como resultado del incendio de diseño y debe incorporar propiedades térmicas dependientes de la temperatura de los miembros estructurales y materiales resistentes al fuego como según la Sección 4.2.2.

La *respuesta mecánica* se traduce en fuerzas y deformaciones en el sistema estructural sujeto a la respuesta térmica calculada del incendio de diseño. La respuesta mecánica debe tomar en cuenta explícitamente el deterioro de resistencia y *rigidez* con el aumento de temperatura, los efectos de expansión térmica y grandes deformaciones. Las condiciones de borde y fijación de las conexiones deben representar el diseño estructural propuesto. Las propiedades de los materiales se deben definir según la Sección 4.2.3.

El análisis resultante debe considerar todos los *estados límites* relevantes, tales como deformaciones excesivas, fractura de conexiones, y *pandeo* global y local.

4.2.4.3b. Métodos Simples de Análisis

Los métodos de análisis de esta Sección son aplicables para la evaluación del desempeño de miembros individuales a temperaturas elevadas durante la exposición a incendio.

Las condiciones de apoyo y restricciones (fuerzas, momentos y condiciones de borde) aplicables a temperaturas normales se puede suponer que permanecen constantes durante la exposición al incendio.

(1) Miembros en tracción

Se permite modelar la respuesta térmica de un miembro en tracción utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor con la entrada de calor que imponga el incendio de diseño definido en la Sección 4.2.1.

La *resistencia de diseño* de un miembro en tracción debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo D, con las propiedades del acero como se estipula en la Sección 4.2.3 y suponiendo una temperatura uniforme sobre la sección transversal a la temperatura igual a la temperatura máxima del acero.

(2) Miembros en compresión

Se permite modelar la respuesta térmica de un miembro en compresión utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor con la entrada de calor que imponga el incendio de diseño definido en la Sección 4.2.1.

La resistencia de diseño de un miembro en compresión debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo E, con las propiedades del acero como se estipula en la Sección 4.2.3 y en la Ecuación A-4-2 usado en vez de la Ecuación E3-2 y E3-3 para calcular la resistencia nominal en compresión para pandeo por flexión.

$$F_{cr}(T) = \left[0.42 \sqrt{\frac{F_y(T)}{F_e(T)}} \right] F_y(T) \quad (\text{A-4-2})$$

Donde $F_y(T)$ es la tensión de fluencia para temperaturas elevadas y $F_e(T)$ es la tensión de pandeo elástico crítica calculada de la Ecuación E3-4 con el modulo elástico $E(T)$ para temperaturas elevadas. $F_y(T)$ y $E(T)$ son obtenidos usando los coeficientes de la Tabla A-4.2.1.

(3) Miembros en flexión

Se permite modelar la respuesta térmica de un miembro en flexión utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor para calcular la temperatura en el ala inferior y suponer que esta temperatura en la parte inferior es constante en la profundidad del miembro.

La resistencia de diseño de un miembro en flexión debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo F, con las propiedades del acero como se estipula en la Sección 4.2.3 y en las Ecuaciones A-4-3 a A-4-10 empleadas en vez de las ecuaciones F2-2 a F2-6 para determinar la resistencia nominal en flexión para el pandeo lateral-torsional de miembros de doble simetría sin arriostramiento lateral.

(a) Cuando $L_b \leq L_r(T)$

$$M_n(T) = C_b \left[M_r(T) + [M_p(T) - M_r(T)] \left[1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right] \quad (\text{A-4-3})$$

(b) Cuando $L_b > L_r(T)$

$$M_n(T) = F_{cr}(T) S_x \quad (\text{A-4-4})$$

donde

$$F_{cr}(T) = \frac{C_b \pi^2 E(T)}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (\text{A-4-5})$$

$$L_r(T) = 1.95 r_{ts} \frac{E(T)}{F_L(T)} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left[\frac{F_L(T)}{E(T)} \right]^2}} \quad (\text{A-4-6})$$

$$M_r(T) = S_x F_L(T) \quad (\text{A-4-7})$$

$$F_L(T) = F_y (k_p - 0,3k_y) \quad (\text{A-4-8})$$

$$M_p(T) = Z_x F_y(T) \quad (\text{A-4-9})$$

$$c_x = 0,53 + \frac{T}{450} \leq 3,0 \text{ donde } T \text{ es en } ^\circ\text{F} \quad (\text{A-4-10a})$$

$$c_x = 0,6 + \frac{T}{250} \leq 3,0 \text{ donde } T \text{ es en } ^\circ\text{C} \quad (\text{S.I.}) \quad (\text{A-4-10b})$$

Las propiedades de los materiales para temperaturas elevadas [$E(T)$ y $F_y(T)$] y los coeficientes k_p y k_y son calculados de acuerdo con la Tabla A-4.2.1, mientras que los otros términos son definidos en el Capítulo F.

(4) Miembros de piso compuestos

Se permite modelar la respuesta térmica de miembros en flexión que soporten una losa de concreto utilizando una ecuación unidimensional de transferencia de calor para calcular la temperatura en el ala inferior. Esta temperatura se debe tomar como constante entre el ala inferior y la mitad de la profundidad del alma y debe decrecer linealmente en no más de un 25% desde la mitad del alma al ala superior de la *viga*.

La resistencia de diseño de un miembro *compuesto* en flexión debe ser determinada utilizando las disposiciones del Capítulo I, una *tensión de fluencia* reducida en el acero consistente con la variación de temperatura descrita bajo respuesta térmica.

4.2.4.4. Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño debe ser determinada como en la Sección B3.3. La *resistencia nominal*, R_n , debe ser calculada usando propiedades de los materiales, como se estipula en la Sección 4.2.3, a la temperatura desarrollada por el incendio de diseño.

4.3. DISEÑO POR ENSAYOS DE CALIFICACIÓN

4.3.1. Estándares de Calificación

Los miembros y componentes estructurales en edificaciones de acero deben ser calificados para el periodo de evaluación en conformidad con ASCE E119. Se permitirá demostrar cumplimiento de estos requisitos utilizando procedimientos para construcción en acero especificados en la Sección 5 de ASCE/SFPE 29.

4.3.2. Construcción Restringida

Para arreglos de techo y piso, y *vigas* individuales en edificaciones, existe una condición restringida cuando la estructura circundante o soportante es capaz de resistir las acciones causadas por la expansión térmica en todo el rango de temperaturas elevadas esperadas.

Las vigas y los marcos de acero que soporten losas de concreto que estén soldadas o apernadas a miembros integrales del marco (en otras palabras, *columnas*, vigas) deben ser consideradas construcción restringida.

4.3.3. Construcción No Restringida

Las vigas y los marcos de acero que no soporten una losa de concreto deben ser consideradas no restringidas a menos que los miembros estén apernados o soldados a construcción circundante cuando esta ha sido especialmente diseñada y detallada para resistir las acciones causadas por expansión térmica.

Un miembro de acero apoyado en un muro en un solo tramo o en el tramo final de múltiples vanos debe ser considerado no restringido a menos que el muro haya sido diseñado y detallado para resistir los efectos de la expansión térmica.

ANEXO 5

EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

Este anexo se aplica a la evaluación de la resistencia y la *rigidez* bajo cargas estáticas verticales (gravedad) de estructuras existentes por *análisis estructural*, por ensayos de carga, o por una combinación de *análisis estructural* y ensayos de *carga* cuando los especifique el ingeniero estructural responsable de la obra. Para dicha evaluación, los grados del acero no se limitan a aquellos que se enumeran en la Sección A3.1. Este anexo no trata ensayos de *carga* para los efectos de *cargas* sísmicas o *cargas* en movimiento (vibraciones).

El anexo se organiza como sigue:

- 5.1. Disposiciones Generales
- 5.2. Propiedades de los Materiales
- 5.3. Evaluación por Análisis Estructural
- 5.4. Evaluación por Ensayos de Carga
- 5.5. Informe de Evaluación

5.1. DISPOSICIONES GENERALES

Estas disposiciones deben ser aplicables cuando se especifica la evaluación de un edificio de acero existente para (a) verificación de un grupo específico de cargas de diseño o (b) determinación de la *resistencia disponible* de un miembro o sistema resistente a *carga*. La evaluación debe desarrollarse mediante *análisis estructural* (Sección 5.3), ensayos de carga (Sección 5.4), o una combinación de *análisis estructural* y ensayos de carga, según se especifique en los documentos de contrato. En aquellos casos que se utilicen ensayos de carga, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe analizar primero la estructura, preparar el plan de ensayos, y desarrollar un procedimiento escrito para prevenir deformación permanente excesiva o el colapso catastrófico durante el ensayo.

5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

1. Determinación de los Ensayos Requeridos

El *ingeniero estructural responsable de la obra* debe determinar los ensayos específicos que se requieren, de acuerdo con la Sección 5.2.2 a la 5.2.6 y especificar los lugares donde son requeridos. Se permite el uso de registros de proyecto aplicables, si estos están disponibles, para reducir o eliminar la necesidad de ensayar.

2. Propiedades de Tensión

Las propiedades de tensión de los miembros deben considerarse tanto en la evaluación por *análisis estructural* (Sección 5.3) como por ensayos de carga (Sección 5.4). Tales propiedades deben incluir la tensión de *fluencia*, *resistencia a la tracción* y la *elongación*

porcentual. Se pueden usar para este propósito, cuando estén disponibles, informes de ensayos de la acería o informes certificados de ensayos hechos por el fabricante o un laboratorio de ensayos de acuerdo con ASTM A6/A6M o A568/A568M, según corresponda. De lo contrario deben hacerse ensayos a tracción de acuerdo con ASTM A370 de muestras cortadas de componentes de la estructura.

3. Composición Química

Cuando es necesario usar soldadura para reparar o modificar estructuras existentes, debe determinarse la estructura química del acero para usarse en la preparación de una especificación de procedimiento de soldadura (WPS). Pueden ser usados para este propósito, si se encuentren disponibles, informes de ensayos de acería o informes certificados de ensayos hechos por el fabricante o un laboratorio de ensayos de acuerdo con los procedimientos ASTM. De lo contrario deben desarrollarse análisis de acuerdo con ASTM A751 de las muestras usadas para determinar las propiedades de tensión, o de muestras tomadas de los mismos lugares.

4. Tenacidad del Metal Base

Cuando los empalmes de tracción soldados en secciones pesadas y placas como se define en la Sección A3.1d son críticos para el desempeño de la estructura, debe determinarse la *tenacidad mediante un ensaye de muesca en V de Charpy* de acuerdo con las disposiciones de la Sección A2.1d. Si la tenacidad así determinada no cumple las disposiciones de la Sección A3.1d, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe determinar si son necesarias acciones correctivas.

5. Metal de Soldadura

Cuando el desempeño estructural depende de las *conexiones* soldadas existentes, deben obtenerse muestras representativas del *metal de soldadura*. Deberá hacerse un análisis químico y ensayos mecánicos para caracterizar el metal de soldadura y determinar la magnitud y consecuencias de las imperfecciones. Si no se cumplen los requisitos de AWS D1.1, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe determinar si son necesarias acciones correctivas.

6. Pernos y Remaches

Deben inspeccionarse muestras representativas de pernos para determinar marcas y clasificaciones. Cuando los pernos no pueden ser identificados visualmente de manera adecuada, muestras representativas deben ser retiradas y ensayadas para determinar la *resistencia a la tensión* de acuerdo con ASTM F606 o ASTM F606M y de acuerdo con eso clasificar el perno. De forma alternativa, se permite la suposición de que los pernos son ASTM A307. Los remaches deben suponerse ASTM A502, Grado 1, a menos que un mayor grado esté establecido por medio de documentación y ensayos.

5.3 EVALUACIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1. Datos Geométricos

Todas las dimensiones usadas en la evaluación, tales como luces, alturas de *columnas*, espaciamiento entre miembros, ubicación de los arriostramientos, dimensiones de las secciones transversales, espesores y detalles de *conexión*, deben ser determinadas de una inspección en terreno. Alternativamente, cuando se encuentren disponibles, se permite determinar tales dimensiones de los planos de diseño de proyecto o de taller con verificación en terreno de los valores críticos.

2. Evaluación de Resistencia

Deben determinarse mediante un *análisis estructural* válido para el tipo de estructura evaluado, las *solicitaciones (efectos de las cargas)* en miembros y conexiones. Los efectos de las cargas deben determinarse de las cargas y *combinaciones de cargas factoradas* estipuladas en la Sección B2.

La *resistencia disponible* en miembros y conexiones debe determinarse de las disposiciones aplicables de los Capítulos B a K de esta Especificación.

3. Evaluación de Servicio

Cuando se requiera, se deben calcular e informar las deformaciones bajo las *cargas de servicio*.

5.4 EVALUACIÓN MEDIANTE ENSAYOS DE CARGA

1. Determinación de la intensidad de las Cargas mediante Ensayos

Para determinar la intensidad de la *carga* de una estructura de piso o techo existente mediante ensayos, debe realizarse un ensayo de carga incremental, de acuerdo con la planificación del *ingeniero estructural responsable de la obra*. La estructura debe inspeccionarse visualmente en busca de señales de peligro o falla inminente para cada nivel de carga. Deben tomarse las medidas adecuadas en estas o cualquier condición inusual que se detecte.

La resistencia ensayada de la estructura se debe tomar como la máxima carga de ensayo aplicada más la carga muerta in-situ. La intensidad de carga viva de una estructura de piso se debe determinar de igualar la resistencia ensayada a $1,2D + 1,6L$, donde D es la carga muerta nominal y L es la intensidad nominal de carga viva para la estructura. La intensidad nominal de carga viva para la estructura no debe exceder aquella que puede ser calculada usando las disposiciones correspondientes de la especificación. Para estructuras de techo, L , S o R como se definen SEI/ASCE7, deben sustituirse por L . Pueden usarse *Combinaciones de cargas* más severas cuando así lo requiera el *código de edificación correspondiente*.

Una vez alcanzado la intensidad de *carga de servicio* y luego identificar el inicio del comportamiento estructural inelástico para documentar la cantidad y magnitud de las deformaciones inelásticas, debe considerarse una descarga periódica. Las deformaciones de la estructura, tales como las que ocurren en miembros, deben monitorearse en los puntos

críticos durante el ensayo, y referirse a la posición inicial antes de carga. Se debe demostrar, manteniendo la carga de ensayo por una hora, que la deformación no aumenta más de un 10 % de la inicial. Se permite, si es necesario, repetir la secuencia para demostrar cumplimiento.

Las deformaciones de la estructura deben también ser registradas 24 horas después de la remoción de la carga de ensayo para determinar la deformación remanente. Dado que la cantidad aceptable de deformación remanente depende de la estructura en cuestión, no se especifica un límite para la deformación remanente bajo carga máxima. Donde no sea posible ensayar la estructura completa, debe seleccionarse un segmento o zona, representativo de las condiciones más críticas, no menor a un módulo completo.

2. Evaluación de la Serviciabilidad

Cuando se recomienden ensayos de carga, la estructura debe cargarse incrementalmente hasta la intensidad de carga de servicio. Las deformaciones deben monitorearse por un lapso de una hora. Luego se debe descargar la estructura y registrar la deformación.

5.5 INFORME DE EVALUACIÓN

Una vez completada la evaluación de una estructura existente, el *ingeniero estructural responsable de la obra* debe preparar un informe documentando la evaluación. El informe debe indicar si la evaluación fue desarrollada mediante *análisis estructural*, ensayo de *carga* o una combinación de análisis estructural y ensayo de carga. Además, cuando se llevan a cabo ensayos, el informe debe incluir la carga y las combinaciones de cargas usadas y las relaciones carga-deformación y tiempo-deformación observados. Toda información relevante obtenida de planos de diseño, informes de ensayos de acería y ensayo auxiliar de materiales debe informarse. Finalmente, el informe debe indicar si la estructura, incluyendo todos los miembros y *conexiones*, es adecuada para soportar los *efectos de las cargas*.

ANEXO 6

ARRIOSTRAMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE COLUMNAS Y VIGAS

Este anexo entrega la resistencia y *rigidez* mínimas necesarios para proporcionar un punto de arriostramiento en una columna, viga o viga-columna. Este está organizado como sigue:

- 6.1. Disposiciones Generales
- 6.2. Arriostramiento en Columnas
- 6.3. Arriostramiento en Vigas
- 6.4. Arriostramiento en Viga-Columnas

Nota: Los requisitos para la estabilidad de sistemas de marcos arriostrados se entregan en el Capítulo C. Las disposiciones de este anexo se aplican a arriostramiento que buscan estabilizar columnas individuales, vigas y viga-columnas.

6.1. DISPOSICIONES GENERALES

Columna con puntos de arriostramiento extremo e intermedios diseñados para satisfacer los requerimientos de la Sección 6.2 pueden ser diseñadas basadas en una longitud no arriostrada, L , entre los puntos arriostrados con un *factor de longitud efectiva*, $K = 1,0$. Las vigas con puntos de arriostramiento intermedios, diseñadas para satisfacer los requerimientos de la Sección 6.3 pueden ser diseñadas basadas en la longitud no arriostrada, L_b , entre los puntos arriostrados.

Cuando el arriostramiento es perpendicular a los miembros a ser arriostrados, las ecuaciones en las Secciones 6.2 y 6.3 deben ser empleadas directamente. Cuando el arriostramiento es orientado en un ángulo respecto al miembro a ser arriostrado, estas ecuaciones deben ser ajustadas para el ángulo de inclinación. La evaluación de la rigidez alcanzada por el arriostramiento debe incluir sus propiedades geométricas y del miembro, así como los efectos de las conexiones y los detalles del anclaje.

Nota: En este Anexo, son tratados los sistemas de arriostramiento relativo y nodal para columnas y para vigas con *arriostramiento lateral*. Para vigas con *arriostramiento torsional*, son tratados los sistemas de arriostramiento nodal y continuo.

Un arriostramiento *relativo* controla el movimiento del punto arriostrado con respecto a puntos arriostrados adyacentes. Un arriostramiento *nodal* controla el movimiento en el punto arriostrado sin interacción directa con los puntos arriostrados adyacentes. Un sistema de arriostramiento continuo consiste de arriostramientos que son adjuntos a la longitud completa del miembro, sin embargo, sistemas de arriostramiento nodal con un espaciamiento regular pueden ser también modelados como un arriostramiento continuo.

La *resistencia disponible* y la rigidez de los miembros arriostrados y sus conexiones deben ser mayores o iguales que la resistencia y rigidez requeridas, respectivamente, a menos que el análisis indique que se justifican valores menores. En vez de los requisitos de este anexo, se permite hacer un *análisis de segundo orden* que incluya la desalineación inicial del miembro para obtener los requerimientos de resistencia y rigidez de los arriostramientos.

6.2. ARRIOSTRAMIENTO EN COLUMNAS

Se permite arriostar una *columna* individual en los puntos extremos e intermedios a lo largo de su longitud tanto por sistemas de arriostramiento relativo y nodal.

1. Arriostramiento Relativo

La resistencia requerida del arriostramiento es

$$P_{br} = 0,004Pr \quad (\text{A-6-1})$$

La rigidez requerida del arriostramiento es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2P_r}{L_b} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{2P_r}{L_b} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-2})$$

con

$$\phi = 0,75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega = 2,00 \quad (\text{ASD})$$

L_b = distancia entre arriostramientos, cm (mm)

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando las combinaciones de cargas LRFD, kgf (N)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando combinaciones de carga ASD, kgf (N)

2. Arriostramiento Nodal

La resistencia requerida de los arriostramientos es

$$P_{br} = 0,01Pr \quad (\text{A-6-3})$$

La rigidez requerida de los arriostramientos es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{8P_r}{L_b} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{8P_r}{L_b} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-4})$$

Nota: Estas ecuaciones corresponden a la suposición de que los arriostramientos nodales están igualmente espaciados a lo largo de la columna.

con

$$\Phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando combinaciones de carga LRFD, kgf (N)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

P_r = resistencia axial de compresión requerida usando combinaciones de carga ASD, kgf (N)

En la Ecuación A-6-4, L_b no necesita ser tomada menor que a máxima longitud efectiva KL , permitida para la columna basada en su resistencia requerida, P_r .

6.3. ARRIOSTRAMIENTO EN VIGAS

En los puntos de soporte para vigas y enrejados, debe proveerse restricción a la rotación en torno a su eje longitudinal. Cuando un punto de arriostramiento es supuesto en el diseño entre los puntos de apoyo, *arriostramiento lateral*, *arriostramiento torsional* o una combinación de ambos deben ser proporcionados para prevenir el desplazamiento relativo entre las alas superior e inferior, (en otras palabras, el giro de la sección). En miembros solicitados por flexión en *doble curvatura*, el punto de inflexión no debe considerarse un punto de arriostramiento, a menos que se haya proporcionado de arriostramientos en dicha ubicación.

1. Arriostramiento Lateral

Arriostramiento lateral debe conectarse cerca del ala en compresión, excepto lo siguiente:

- (1) Para el extremo libre de una viga en voladizo, arriostramiento lateral debe conectarse cerca del ala superior (tracción).
- (2) En el caso de vigas solicitadas por flexión en doble curvatura a lo largo de la longitud a ser arriostrada, el arriostramiento lateral debe conectarse a ambas alas en el punto de arriostramiento más cercano al punto de inflexión.

1a. Arriostramiento Relativo

La resistencia requerida del arriostramiento es

$$P_{br} = 0,008 M_r C_d / h_o \quad (\text{A-6-5})$$

La rigidez requerida del arriostramiento es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{4M_r C_d}{L_b h_o} \right) \text{ (LRFD)} \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{4M_r C_d}{L_b h_o} \right) \text{ (ASD)} \quad (\text{A-6-6})$$

donde

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

$C_d = 1,0$ excepto en el siguiente caso;

2,0 se aplica al arriostramiento más cercano al punto de inflexión en una viga solicitada a flexión con doble curvatura

h_0 = distancia entre los centroides de las alas, cm (mm)

L_b = longitud no arriostrada lateral, mm

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *LRFD*, kgf-m (N-mm)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *ASD*, kgf-m. (N-mm)

1b. Arriostramiento Nodal

La resistencia requerida del arriostramiento es

$$P_{br} = 0,02 M_r C_d / h_0 \quad (\text{A-6-7})$$

La rigidez requerida del arriostramiento es

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_b h_0} \right) \text{ (LRFD)} \quad \beta_{br} = \Omega \left(\frac{10 M_r C_d}{L_b h_0} \right) \text{ (ASD)} \quad (\text{A-6-8})$$

con

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *LRFD*, kgf-m. (N-mm)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *ASD*, kgf-m. (N-mm)

En la Ecuación A-6-8, L_b no necesita ser tomado menor que la máxima longitud arriostrada permitida para la viga basada en la resistencia requerida en flexión, M_r .

2. Arriostramiento Torsional

Se permite dar *arriostramiento torsional* en cualquier ubicación de sección transversal y éste no necesita estar unido cerca del ala en compresión.

Nota: El arriostramiento torsional puede ser proporcionado por una viga, pórtico transversal, u otro elemento de diafragma conectado a momento.

2a. Arriostramiento Nodal

El momento de arriostramiento requerido es

$$M_{rb} = \frac{0.024 M_r L}{n C_b L_b} \quad (\text{A-6-9})$$

La rigidez requerida del marco transversal o rigidez del diafragma es

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)} \quad (\text{A-6-10})$$

donde

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2.4 L M_r^2}{n E I_y C_b^2} \right) \quad (\text{LRFD}) \quad \beta_T = \Omega \left(\frac{2.4 L M_r^2}{n E I_y C_b^2} \right) \quad (\text{ASD}) \quad (\text{A-6-11})$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3 E}{h_o} \left(\frac{1.5 h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right) \quad (\text{A-6-12})$$

con

$$\phi = 0,75 \quad (\text{LRFD}) \quad \Omega = 3,00 \quad (\text{ASD})$$

Nota: $\Omega = 1,5^2/\phi = 3,00$ en la Ecuación A-6-11 porque el término de momento está al cuadrado.

C_b = factor de modificación definido en el Capítulo F

E = módulo de elasticidad del acero = 2.040.000 kgf/cm² (200 000 MPa)

I_y = momento de inercia fuera del plano, cm.⁴ (mm⁴)

L = longitud de la luz, m. (mm)

b_s = ancho del atiesador, para atiesadores de un lado (usar dos veces el ancho del atiesador individual para pares de atiesadores), cm. (mm)

n = número de puntos *arriostrados nodalmente* dentro de la luz

t_w = espesor del alma de la viga, cm. (mm)

t_{st} = espesor del *atiesador* del alma, cm. (mm)

β_T = *rigidez* de los arriostramientos excluyendo la distorsión del alma, kgf-m./radian (N-mm/radian)

β_{sec} = *rigidez distorsional* del alma, incluyendo el efecto de *atiesadores transversales* del alma, si los hay, kgf-m./radian (N-mm/radian)

Nota: Si $\beta_{sec} < \beta_r$, la Ecuación A-6-10 es negativa, lo que indica que el arriostramiento torsional de la viga no será efectivo debido a que la rigidez distorsional del alma es inadecuada

Para diseño de acuerdo con la Sección B3.3 (LRFD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *LRFD*, kgf-m. (N-mm)

Para diseño de acuerdo a la Sección B3.4 (ASD)

M_r = resistencia de flexión requerida usando combinaciones de carga *ASD*, kgf-m. (N-mm)

Cuando se requiera, el atiesador del alma debe abarcar la altura total del miembro arriostrado y debe estar unido al ala si el arriostramiento torsional también está unido al ala. De manera alternativa, es aceptable dejar el atiesador a una distancia igual a $4t_w$ de cualquier ala de viga que no esté directamente unida al arriostramiento torsional.

En la Ecuación A-6-9, L_b no necesita ser tomado menor que la máxima longitud sin arriostramiento permitida para la viga basada en la resistencia requerida a flexión, M_r .

2b. Arriostramiento Continuo

Para arriostramientos continuos, las Ecuaciones A-6-9, y A-6-10 deben ser empleadas con las siguientes modificaciones:

- (1) $L/n = 1,0$;
- (2) L_b debe ser tomado igual a la máxima longitud no arriostrada permitida para la viga basada en la resistencia requerida a flexión, M_r .
- (3) La rigidez distorsional del alma debe ser considerada como:

$$\beta_{sec} = \frac{3.3Et_w^3}{12h_o} \quad (\text{A-6-13})$$

6.4. ARRIOSTRAMIENTO EN VIGA-COLUMNAS

Para arriostramientos de viga-columnas, la resistencia y rigidez requeridas para la fuerza axial deben ser determinadas tal como se especifica en la Sección 6.2, y la resistencia y rigidez requeridas para flexión deben ser determinadas como es especificado en la Sección 6.3. El valor determinado debe ser una combinación de lo siguiente:

- (a) Cuando es usado un arriostramiento lateral relativo, la resistencia requerida debe ser tomada como la suma de los valores determinados por las Ecuaciones A-6-1 y A-6-5, y las rigideces requeridas debe ser tomada como la suma de los valores determinados usando las Ecuaciones A-6-2 y A-6-6.
- (b) Cuando es empleado un arriostramiento lateral nodal, la resistencia requerida debe ser tomada como la suma de los valores determinados por las Ecuaciones A-6-3 y A-6-7, y la rigidez requerida debe ser tomada como la suma de los valores calculados con las Ecuaciones A-6-4 y A-6-8. En las ecuaciones A-6-4 y A-6-8, L_b

para viga-columnas debe ser tomado como la longitud no arriestrada real; las disposiciones en las Secciones 6.2.2 y 6.3.1b que señalan que L_b no necesita considerarse menor que la máxima longitud efectiva permitida basado en P_r y M_r no deben ser aplicadas.

- (c) Cuando arriostramiento lateral es proporcionado para flexión en combinación con arriostramiento relativo o nodal para fuerza axial, la resistencia y rigidez requeridas deben ser combinadas o distribuidas de manera que estas sean consistentes con la resistencia proporcionada por el elemento (los elementos) de los detalles de arriostramiento reales.

ANEXO 7

MÉTODOS ALTERNATIVOS DE DISEÑO POR ESTABILIDAD

Este anexo presenta alternativas al método de análisis directo de diseño por estabilidad, definido en el Capítulo C. Los dos métodos alternativos cubiertos son el método de *longitud efectiva* y el método de *análisis de primer orden*.

El anexo se organiza como sigue:

- 7.1. Requisitos Generales de Estabilidad
- 7.2. Método de la Longitud Efectiva
- 7.3. Método de Análisis de Primer Orden

7.1. REQUISITOS GENERALES

Los requerimientos generales de la Sección C1 se deben aplicar. Como una alternativa al método de análisis directo (definido en las Secciones C1 y C2), está permitido el diseñar estructuras por estabilidad de acuerdo con ya sea el método de longitud efectiva, especificado en la Sección 7.2, o el método de análisis de primer orden, especificado en la Sección 7.3, sujeto a las limitaciones indicadas en aquellas Secciones.

7.2. METODO DE LA LONGITUD EFECTIVA

1. Limitaciones

El uso del método de longitud efectiva debe estar limitado a las siguientes condiciones:

- (1) La estructura soporta las cargas gravitacionales primariamente a través de columnas, muros o pórticos nominalmente verticales.
- (2) La razón entre la deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden (ambas determinadas para combinaciones de carga LRFD o 1,6 veces las combinaciones de carga ASD) en todos los pisos es igual o menor a 1,5.

Nota: La razón entre la deriva de segundo orden y la deriva de primer orden en un piso puede ser tomado como el amplificador B_2 , calculado como se especifica en el Apéndice 8.

2. Resistencias Requeridas

La resistencia requerida de los componentes debe ser determinada a partir de un análisis conforme con los requerimientos de la Sección C2.1, excepto que la reducción de rigidez indicada en C2.1(2) no debe ser aplicada; la rigidez nominal de todos los componentes de acero estructural deben ser empleadas. Las cargas ficticias deben ser aplicadas en el análisis de acuerdo con la Sección C2.2b.

Nota: A partir de que la condición especificada en la Sección C2.2b(4) será satisfecha en todos los casos donde el método de longitud efectiva es aplicable, las cargas ficticias solo deben ser aplicadas en los casos solo por cargas gravitacionales.

3. Resistencias Disponibles

La resistencia disponible de miembros y conexiones debe ser determinada de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos D, E, F, G, H, I, J y K, según corresponda.

El *factor de longitud efectiva*, K , de miembros sujetos a compresión debe ser tomado como se especifica a continuación en (a) o (b), según corresponda.

- (a) En sistemas de marcos arriostrados, sistemas de muros de corte, y otros sistemas estructurales donde la estabilidad lateral y la resistencia a las cargas laterales no recae en la rigidez a flexión de las columnas, el factor de longitud efectiva, K , de miembros sujetos a compresión debe ser tomado como 1,0, a menos que un análisis racional indique que un valor menor sea apropiado.
- (b) En un sistema de marco de momento y otros sistemas estructurales en que la rigidez a flexión de las columnas sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales, el factor de longitud efectiva, K , o la tensión de pandeo crítica elástica, F_e , de aquellas columnas cuya rigidez a flexión sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales debe ser determinada a partir de un análisis de pandeo lateral de la estructura; K debe ser tomado como 1,0 para columnas cuya rigidez en flexión no sea considerada que contribuya a la estabilidad lateral y a la resistencia a cargas laterales.

Excepción: Es permitido usar $K = 1,0$ en el diseño de todas las columnas si la razón de deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden (ambas determinadas por las combinaciones de carga LRFD o 1,6 veces las combinaciones de carga ASD) en todos los pisos es igual o menor que 1,1.

Nota: Los métodos para determinar el factor de longitud efectiva, K , son discutidos en el Comentario.

Los arriostramientos cuya intención sea definir las longitudes no arriostradas de los miembros deben de tener suficiente rigidez y resistencia para controlar los movimientos de los miembros en los puntos arriostrados.

Nota: Métodos para satisfacer los requisitos para arriostramientos son proporcionados en el Anexo 6. Los requerimientos del Anexo 6 no son aplicables a los arriostramientos que estén incluidos en el análisis de la estructura completa como parte del sistema global resistente de las fuerzas.

7.3. MÉTODO DE ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN

1. Limitaciones

El uso del método de análisis de primer orden debe estar limitado a las siguientes condiciones:

- (1) La estructura soporta las cargas gravitacionales primariamente a través de columnas, muros o marcos nominalmente verticales.
- (2) La razón entre la deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden (ambas determinadas para combinaciones de carga LRFD o 1,6 veces las combinaciones de carga ASD) en todos los pisos es igual o menor a 1,5.

Nota: La razón entre la deriva de segundo orden y la deriva de primer orden en un piso puede ser tomado como el amplificador B_2 , calculado como se especifica en el Apéndice 8.

- (3) La resistencia a compresión axial requerida de todos los miembros cuyas rigideces a flexión sean consideradas que contribuyan en la estabilidad lateral de la estructura debe de satisfacer la siguiente limitación:

$$\alpha P_r \leq 0,5P_y \quad (\text{A-7-1})$$

donde

$$\alpha = 1,0 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1,6 \text{ (ASD)}$$

P_r = resistencia a compresión axial requerida bajo las combinaciones LRFD o ASD, kgf (N)

P_y = resistencia axial de fluencia ($= F_y A$), kgf (N)

2. Resistencias Requeridas

La resistencia requerida de los componentes debe ser determinada a partir de un análisis de primer orden, con los requerimientos adicionales (1) y (2) a continuación. El análisis debe considerar las deformaciones de flexión, corte y axial de los miembros, y todas las otras deformaciones que contribuyan al desplazamiento de la estructura.

- (1) Todas las combinaciones de carga deben incluir una carga lateral adicional, N_i , aplicada en combinación con las otras cargas en cada nivel de la estructura:

$$N_i = 2,1\alpha(\Delta/L) Y_i \geq 0,0042Y_i \quad (\text{A-7-2})$$

donde

$$\alpha = 1,0 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1,6 \text{ (ASD)}$$

Y_i = cargas gravitacionales aplicadas en el i-esimo nivel a partir de las combinaciones de carga LRFD o de las combinaciones de carga ASD, según corresponda, kgf (N)

Δ/L = la máxima razón entre Δ y L para todos los pisos de la estructura.

Δ = deriva de entre piso de primer orden debido a las combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, cm. Donde varias derivas sobre el área plana de la estructura, debe de ser el promedio de las derivas promediadas en proporción a la carga vertical de cada punto, o alternativamente, la máxima deriva.

L = altura del piso, cm

La carga adicional en cada nivel, N_i , debe ser distribuida sobre el nivel de la misma manera que las cargas gravitacionales de dicho nivel. Las cargas laterales adicionales deben ser aplicadas en la dirección que proporcione el mayor efecto desestabilizador.

Nota: Para la mayoría de las estructuras de edificios, el requerimiento sobre la dirección de N_i debe ser satisfecho como sigue: Para combinaciones de carga que no incluyan cargas laterales, considere dos direcciones ortogonales para la carga lateral adicional, en un sentido positivo y en otro negativo en cada una de las dos direcciones, siendo la misma dirección para todos los niveles; para combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, se deben aplicar las cargas laterales adicionales en la dirección de la resultante de todas las cargas laterales en la combinación.

- (2) La amplificación sin desplazamientos de los momentos de viga-columnas deben ser considerados aplicando el amplificador B_1 del Apéndice 8 al total de momentos de los miembros.

Nota: Pues no existe un análisis de segundo orden involucrado en el método de análisis de primer orden, para diseñar por ASD, no es necesario el amplificar las combinaciones ASD por 1,6 antes de realizar el análisis, como es requerido en el método de *análisis directo* y en el método de *longitud efectiva*.

3. Resistencias Disponibles

La resistencia disponible en miembros y conexiones debe ser calculada de acuerdo con las disposiciones de los Capítulos D, E, F, G, H, I, J y K, según corresponda.

El factor de longitud efectiva, K , de todos los miembros, debe ser tomado como una unidad.

Los arriostramientos cuya intención sea definir las longitudes no arriostradas de los miembros deben de tener suficiente rigidez y resistencia para controlar los movimientos de los miembros en los puntos arriostrados.

Nota: Métodos para satisfacer los requisitos para arriostramientos son proporcionados en el Anexo 6. Los requerimientos del Anexo 6 no son aplicables a los arriostramientos que estén incluidos en el análisis de la estructura completa como parte del sistema global resistente de las fuerzas.

ANEXO 8

ANÁLISIS APROXIMADO DE SEGUNDO ORDEN

Este anexo proporciona, como alternativa a un análisis de segundo orden riguroso, un procedimiento para considerar los efectos de segundo orden en estructuras mediante la amplificación de las resistencias *requeridas indicadas* por un análisis de *primer orden*.

El anexo está organizado como sigue:

- 8.1. Limitaciones
- 8.2. Procedimiento de Cálculo

8.1. LIMITACIONES

El uso de este método está limitado a estructuras que soporten cargas gravitacionales primordialmente a través de columnas, muros, o pórticos nominalmente verticales, con la excepción de que es permitido el uso del procedimiento especificado para determinar los efectos $P-\delta$ para cualquier miembro en compresión individual.

8.2. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

La resistencia de segunda orden requerida a flexión, M_r , y la resistencia axial, P_r , de todos los miembros debe ser determinada como sigue:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (\text{A-8-1})$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (\text{A-8-2})$$

donde:

B_1 = factor que amplifica los *efectos* $P-\delta$, determinado para cada miembro solicitado a compresión y a flexión, y cada dirección de flexión del miembro de acuerdo con la Sección 8.2.1. B_1 debe ser tomado como 1,0 para miembros no solicitados a compresión.

B_2 = factor amplificador que toma en cuenta los *efectos* $P-\Delta$, determinados para cada entepiso de la estructura y para cada dirección de traslación lateral de acuerdo con la Sección 8.2.2.

M_{lt} = momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado solo por el desplazamiento lateral de la estructura, kgf-m (N-mm)

M_{nt} = momento de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral kgf-m (N-mm)

M_r = resistencia requerida de segundo orden a flexión usando las combinaciones LRFD o ASD en kgf-m (N-mm)

P_{lt} = fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, originado solo por el desplazamiento lateral de la estructura, kgf (N)

P_{nt} = fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD o ASD, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral kgf (N)

P_r = resistencia requerida de segundo orden a tensión axial usando las combinaciones LRFD o ASD en kgf-m (N-mm)

Nota: Las ecuaciones A-8-1 y A-8-2 son aplicables para todos los miembros en todas las estructuras. Sin embargo nótese que valores de B_1 distintos de la unidad se aplican solo a los momentos de viga-columnas; B_2 se aplica a los momentos y las fuerzas axiales en componentes de sistemas resistentes a fuerzas laterales (incluyendo columnas, vigas, riostras y muros de corte). Ver el Comentario para mayor detalle en la aplicación de las Ecuaciones A-8-1y A-8-2.

1. Amplificador B_1 por Efecto P- δ

El amplificador B_1 para cada miembro solicitado a compresión y en cada dirección de flexión del miembro es calculado como sigue:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad (\text{A-8-3})$$

donde

$$\alpha = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1,60 \text{ (ASD)}$$

C_m = Coeficiente que supone un marco sin translación lateral, cuyo valor se calculará de la siguiente manera:

- (a) Para vigas-columnas no afectas a cargas transversales entre apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (\text{A-8-4})$$

Donde M_1 y M_2 son el momento menor y mayor respectivamente en los extremos del miembro no arriostrado en el plano de flexión, calculados mediante un análisis de primer orden. El cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro es flectado en doble curvatura, el signo será negativo cuando el miembro es flectado en curvatura simple

- (b) Para vigas-columnas sometidas a cargas transversales entre los apoyos, el valor de C_m se determinará mediante análisis o se adoptará conservadoramente el valor 1,0 en todos los casos.

P_{e1} = Resistencia a pandeo elástico del elemento en el plano de flexión calculada suponiendo que no hay desplazamiento de nudos, kgf (N).

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (\text{A-8-5})$$

donde:

EI^* = rigidez en flexión a ser usada en el análisis ($=0,8 \tau_b EI$ cuando se use el método de análisis directo donde τ_b es definido en el Capítulo C; $=EI$ para los métodos de longitud efectiva y de análisis de primer orden)

E = módulo de elasticidad del acero = 200.000 MPa (2.040.000 kgf/cm²)

I = momento de inercia en el plano de flexión

L = longitud del miembro

K_1 = factor de largo efectivo en el plano de flexión, calculado en la hipótesis que no hay desplazamiento lateral en los extremos del miembro. Debe suponerse igual a 1,0, a menos que el análisis justifique que un valor menor puede ser usado.

Se permite el uso de una estimación de primer orden de P_r (ej. $P_r = P_{nt} + P_{lt}$) en la Ecuación A-8-3.

2. Amplificador B_2 por Efecto $P-\Delta$

El amplificador B_2 para cada entrepiso y en cada dirección de traslación es calculado como sigue:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{entrepiso}}{P_{e\text{ entrepiso}}}} \geq 1 \quad (\text{A-8-6})$$

donde

$$\alpha = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \alpha = 1,60 \text{ (ASD)}$$

$P_{entrepiso}$ = carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales, kgf (N).

$P_{e\text{ entrepiso}}$ = Resistencia a pandeo elástico del entrepiso, en la dirección de traslación considerada, determinada mediante análisis al pandeo por desplazamiento lateral kgf (N) o según:

$$P_{e\text{ entrepiso}} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (\text{A-8-7})$$

donde:

$$R_M = 1 - 0,15(P_{mf}/P_{E\text{ entrepiso}}) \quad (\text{A-8-8})$$

L = altura de entrepiso, m (mm)

P_{mf} = carga vertical total en las columnas en el piso que sean parte de marcos rígidos, si existiera alguno, en la dirección de traslación considerada ($= 0$ para sistemas de marcos arriostrados), kgf (N)

Δ_H = deriva de entrepiso de primer orden en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales, mm (cm), determinadas empleando la rigidez requerida a ser usada en el análisis (rigidez reducida es proporcionada en la Sección C2.3 cuando el método de análisis directo es usado). Cuando Δ_H varía en el área en

planta de la estructura, Δ_H se calculará como el promedio ponderado por la carga vertical o, alternativamente, la deriva lateral máxima.

H = esfuerzo de corte de piso, en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales empleadas en el cálculo de Δ_H , kgf (N).

Nota: H y Δ_H en la Ecuación A-8-7 pueden estar basados en cualquier carga lateral que proporcione un valor representativo de la rigidez lateral de piso H/Δ_H .